



**ANÁLISE DINÂMICA DO MODELO PADRÃO DE EDIFÍCIO ALTO
SOB A AÇÃO DO VENTO**

THIARLY FEITOSA AFONSO DE LAVÔR

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DINÂMICA DO MODELO PADRÃO DE EDIFÍCIO
ALTO SOB A AÇÃO DO VENTO**

THIARLY FEITOSA AFONSO DE LAVÔR

ORIENTADOR: JOSÉ LUIS VITAL DE BRITO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

PUBLICAÇÃO: E.DM - 24A/17

BRASÍLIA/DF: 31 DE AGOSTO - 2017.

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DINÂMICA DO MODELO PADRÃO DE EDIFÍCIO
ALTO SOB A AÇÃO DO VENTO**

THIARLY FEITOSA AFONSO DE LAVÔR

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO POR:

**Prof. José Luis Vital de Brito, DSc. (ENC-UnB)
(Orientador)**

**Profa. Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing. (ENC-UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof. Gregório Sandro Vieira, DSc. (UFU)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 31 DE AGOSTO DE 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

LAVÔR, THIARLY FEITOSA AFONSO DE
Análise Dinâmica do Modelo Padrão de Edifício Alto Sob a Ação do Vento [Distrito Federal]
2017.

xxiii, 136p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2017).
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1.Resposta Longitudinal

3.NBR 6123:1988

2.Davenport

4.Eurocode 1-4:2005

I.ENC/FT/UnB

II.Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LAVÔR, T. F. A. (2017). Análise Dinâmica do Modelo Padrão de Edifício Alto Sob a Ação do Vento. Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 136p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Thiarly Feitosa Afonso de Lavôr.

TÍTULO: Análise Dinâmica do Modelo Padrão de Edifício Alto Sob a Ação do Vento.

GRAU: Mestre

ANO: 2017

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Thiarly Feitosa Afonso de Lavôr
Rua Padre José Tomás, 161, Centro
58.900-000. Cajazeiras – PB – Brasil.
thiarlycz@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus, familiares, irmãos e principalmente aos meus pais, Reginaldo e Silvaneide, que dão todo o suporte e incentivo em minha vida; com trabalho e dedicação me deram educação e condições de ingressar no mestrado.

Agradeço a todos meus amigos do PECC, que felizmente não são poucos, em especial Dyaloisio Fonteles e Carlos Eduardo por tudo que passamos juntos nessa trajetória.

À toda equipe de funcionários e professores do PECC, principalmente ao meu orientador, José Luis Vital de Brito, pelos conhecimentos transmitidos na área da Engenharia Estrutural, na qual escolhi para seguir na vida profissional.

Agradeço aos amigos Dyorgge Alves, Luiz Ricardo e Matheus Bastos por toda ajuda fornecida.

À Mariele por ter sido, sem dúvidas, a pessoa que mais me incentivou e acreditou na minha capacidade.

À minha tia Dione pelo carinho e suporte emocional em todos os momentos da minha caminhada em Brasília.

À FAP-DF pela concessão de bolsa de estudos.

Aos meus familiares e amigos.

ANÁLISE DINÂMICA DO MODELO PADRÃO DE EDIFÍCIO ALTO SOB A AÇÃO DO VENTO

Autor: Thiarly Feitosa Afonso de Lavôr

Orientador: José Luis Vital de Brito

Programa de Pós-graduação em Estrutura e Construção Civil

Brasília, 31 de agosto de 2017

RESUMO

Com o aumento na altura das edificações, as estruturas ficaram gradualmente mais leves e esbeltas, tornando a influência das ações horizontais uma preocupação com a segurança e conforto do projeto, especialmente aquelas originadas pelo vento com significância no comportamento global da estrutura. Comumente os projetistas analisam as forças causadas pelo vento nos edifícios de forma estática, contudo, essa ação também apresenta um comportamento dinâmico, levando a estrutura submetida a esse carregamento responder também de forma dinâmica. O objetivo deste trabalho foi avaliar a aplicabilidade de métodos teóricos de estimativa de respostas em termos de esforços solicitantes e deslocamento de topo em edifícios altos na direção do vento, considerando o aspecto dinâmico do mesmo. Os modelos padrões estudados foram o *CAARC Standard Tall Building* e o *Basic Building*. A análise comparativa foi realizada entre os resultados do método do fator de rajada de A. G. Davenport com os resultados experimentais extraídos de ensaios de túnel de vento realizados por Oliveira (2009), Vieira (2016) e IAWE (2012), além das avaliações teóricas através dos procedimentos adotados pelas normas *NBR 6123* (1988) e pelo *Eurocode 1-4* (2005). O método teórico de Davenport apresentou valores com ótima correlação aos resultados experimentais, validando sua aplicação em edifícios paralelepípedicos. Como a intensidade e escala de turbulência foram os parâmetros que exerceram respectivamente, maior e menor influência nas respostas flutuantes, pôde-se verificar que a *NBR 6123* (1988), de certa forma, subestima as respostas em comparação com os resultados do método de Davenport, quando considerado a influência desses parâmetros do vento flutuante. Já o *Eurocode 1-4* (2005) mostrou valores mais similares ao método de Davenport quando considerado a intensidade de turbulência determinada pela norma europeia.

Palavras chave: Resposta Longitudinal; Davenport; NBR 6123:1988; Eurocode 1-4:2005.

DYNAMIC ANALYSIS OF THE STANDARD TALL BUILDING UNDER WIND ACTION

Author: Thiarly Feitosa Afonso de Lavôr

Supervisor: José Luis Vital de Brito

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, august 31, 2017

ABSTRACT

Due to the increasing of buildings' height, structures have gradually become lighter and slender, making the influence of horizontal actions a matter of concern about the project's safety and confort, specially those originated by the wind meaningful on the global behavior of the structure. Usually, designers analyse the forces caused by the wind on the buildings in a static way, although this action also represents a dynamic behavior, making the structure submitted to this action also respond in a dynamic way. The target of this project was to evaluate the applicability of theoretical methods of estimate responses in terms of requiring efforts and displacement on the top of high buildings in the along-wind, considering the dinamic aspect of it. The patterns studied was CAARC Standard Tall Building and Basic Building. The comparative analysis were performed among the results of the gust factor method, of A. G. Davenport with experimental results extracted from tests of wind tunnel performed by Oliveira (2009), Vieira (2016) and IAWE (2012), besides theorics evaluations through proceedings adopted by the rules NBR 6123 (1988) and by Eurocode 1-4 (2005). The theoretical method of Davenport presented numbers with great correlation to the experimental results, validating its use in parallelepiped buildings. As the turbulence intensity and scale were the parameters that had respectively, the biggest and the lowest influence on the fluctuating responses, its possible to verify that the NBR 6123 (1988), in some way, underestimate the responses comparing to the Davenport's method results, considering the influence of these parameters of the floating wind. On the other hand, the Eurocode 1-4 (2005) had results more similar to Davenport method when considered the turbulence intensity determined by the european standard.

Keywords: *Along-Wind Response; Davenport method; NBR 6123:1988; Eurocode 1-4:2005.*

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES	xviii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 Objetivo Geral	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 METODOLOGIA	3
1.4 ESCOPO DO TRABALHO	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
3 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL	12
3.1 CARACTERÍSTICAS DO VENTO	12
3.2 MODELO MATEMÁTICO DA VELOCIDADE DO VENTO	14
3.2.1 Velocidade Média e Flutuante	14
3.3 PERFIL VERTICAL DA VELOCIDADE MÉDIA	16
3.3.1 Lei Potencial	16
3.3.2 Lei Logarítmica	16
3.3.3 Rugosidade do terreno	17
3.4 PERFIL DA VELOCIDADE FLUTUANTE - TURBULÊNCIA	18
3.4.1 Intensidade da Turbulência	19
3.4.2 Escala da Turbulência	20
3.4.3 Espectro da Turbulência	22
3.5 FORÇAS DO VENTO NAS ESTRUTURAS	26
3.5.1 Força de Arrasto	26
4 ANÁLISE DAS AÇÕES DINÂMICAS DO VENTO NOS EDIFÍCIOS	28
4.1 RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS ALTOS	28
4.1.1 Resposta Longitudinal	29
4.1.2 Resposta Transversal	30
4.1.3 Resposta Torcional	31
4.2 MÉTODO DO FATOR DE RAJADA	32

4.2.1	Espectro da Força	33
4.2.2	Espectro da Resposta	34
4.2.3	Fator de rajada - G	35
4.3	MÉTODO DE DAVENPORT	38
4.4	TÉCNICAS EM TÚNEL DE VENTO	41
4.4.1	Balança Aerolástica	41
4.4.2	<i>High Frequency Pressure Integration</i> – HFPI	42
4.4.3	<i>High Frequency Based Balance</i> – HFBB	43
5	RESULTADOS DE PESQUISAS EXPERIMENTAIS	45
5.1	CAARC <i>STANDARD TALL BUILDING MODEL</i>	45
5.1.1	Geometria e Propriedades Dinâmicas	46
5.2	<i>BASIC BUILDING</i>	47
5.2.1	Geometria e Propriedades Dinâmicas	47
5.3	RESULTADOS DE OLIVEIRA (2009)	48
5.4	RESULTADOS DO IAWC (2012)	51
5.5	RESULTADOS DE VIEIRA (2016)	53
6	APLICAÇÃO DO MÉTODO TEÓRICO DE DAVENPORT	56
6.1	APLICAÇÃO NO CAARC E NO <i>BASIC BUILDING</i>	57
6.2	RESPOSTA EM TERMOS DE ESFORÇOS SOLICITANTES	61
6.3	RESPOSTA EM TERMOS DE DESLOCAMENTOS	76
7	APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS NORMATIVOS	83
7.1	MÉTODO DA NBR 6123/1988	83
7.1.1	Fundamentação do Método Discreto	84
7.2	MÉTODO DO EUROCODE 1-4/2005	85
7.2.1	Fundamentação do Método Coeficiente Estrutural $c_s c_d$	86
7.3	APLICAÇÃO NO CAARC	90
7.3.1	Perfil da Velocidade Média do Vento	91
7.3.2	Perfil de Força da Ação do Vento	94
7.3.3	Resposta em Termos de Esforços Solicitantes na Base	102
7.3.4	Resposta em Termos de Deslocamentos de Topo	105
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	107
8.1	CONCLUSÕES	107
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	109
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
	APÊNDICES	115

A	RESPOSTA DINÂMICA DO EDIFÍCIO AO LONGO DO VENTO, MÉTODO DE DAVENPORT	116
A.1	DADOS DO EDIFÍCIO	116
A.2	DADOS DO VENTO	117
A.3	RESPOSTA DO EDIFÍCIO AO LONGO DO VENTO	117
A.3.1	Resposta Média	117
A.3.2	Resposta Não Ressonante	118
A.3.3	Resposta Ressonante	118
A.3.4	Fator de Pico	119
A.3.5	Resposta de Pico	119
B	RESPOSTAS EM TERMOS DE SOLICITAÇÕES AO LONGO DA ALTURA DO EDIFÍCIO - APLICAÇÃO DO MD	120
B.1	APLICAÇÃO COM PARÂMETROS DE VIEIRA (2016)	120
B.2	APLICAÇÃO COM PARÂMETROS DE OLIVEIRA (2009)	122
B.3	APLICAÇÃO COM PARÂMETROS DO IAWE (2012)	125
C	ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DO VENTO FLUTUANTE - APLICAÇÃO DO MD	129
D	RESULTADOS DO FATOR ESTRUTURAL $C_s C_D$ COM O USO DO ANEXO B E C DO EUROCODE 1-4:2005	133

LISTA DE TABELAS

3.1	Parâmetros de rugosidade.	18
5.1	Relações para valores normalizados dos resultados.	50
6.1	Conversão de parâmetros de Vieira (2016).	61
6.2	Solicitações médias de base do ensaio de Vieira (2016).	62
6.3	Solicitações na base do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$	63
6.4	Comparação dos valores experimentais de Vieira (2016) com os do MD.	63
6.5	Solicitações na base do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$	65
6.6	Solicitações na base do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$	65
6.7	Conversão de parâmetros de Oliveira (2009).	67
6.8	Solicitações na base do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$	68
6.9	Solicitações na base do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$	68
6.10	Solicitações na base do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$	68
6.11	Parâmetros do IAWC (2012).	72
6.12	Solicitações na base do <i>Basic Building</i> (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$	75
6.13	Solicitações na base do <i>Basic Building</i> (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$	75
6.14	Solicitações na base do <i>Basic Building</i> (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$	75
6.15	Deslocamento de topo do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$	77
6.16	Deslocamento de topo do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$	77
6.17	Deslocamento de topo do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$	77
6.18	Deslocamento de topo do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$	79
6.19	Deslocamento de topo do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$	80
6.20	Deslocamento de topo do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$	80
6.21	Deslocamento de topo do <i>Basic Building</i> (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$	81
6.22	Deslocamento de topo do <i>Basic Building</i> (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$	81
6.23	Deslocamento de topo do <i>Basic Building</i> (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$	81
7.1	Parâmetros da categoria V da <i>NBR 6123</i> (1988).	91
7.2	Velocidade básica para categoria V da <i>NBR 6123</i> (1988).	92
7.3	Velocidade de projeto para categoria V da <i>NBR 6123</i> (1988).	92
7.4	Parâmetros da categoria IV do <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	92
7.5	Velocidade de ficção para categoria IV do <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	93
7.6	Velocidade básica para categoria IV do <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	93
7.7	Pressão dinâmica para categoria V da <i>NBR 6123</i> (1988).	94
7.8	Resultados dos coeficientes de amplificação dinâmica.	97

7.9	Deslocamento nodais do CAARC.	98
7.10	Parâmetros de referência da <i>NBR 6123</i> (1988).	98
7.11	Pressão dinâmica de pico no topo para categoria IV do <i>Eurocode 1-4</i> (2005). . .	100
7.12	Coefficiente de arrasto (força) pelo <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	100
D.1	Valores das funções de admitância aerodinâmica - Anexo B do <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	133
D.2	Valores da função de efeito redutor de dimensão - Anexo C do <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	134
D.3	Coefficientes de resposta determinado pelo Anexo B do <i>Eurocode 1-4</i> (2005). . .	134
D.4	Coefficientes de resposta determinado pelo Anexo C do <i>Eurocode 1-4</i> (2005). . .	135
D.5	Fator estrutural determinado pelo Anexo B do <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	135
D.6	Fator estrutural determinado pelo Anexo C do <i>Eurocode 1-4</i> (2005).	136

LISTA DE FIGURAS

1.1	Ângulos de incidência do vento. Modificado de (Oliveira, 2009).	3
2.1	Comparação do espectro de resposta medidos experimentalmente com a balança de força com os valores previstos a partir da norma Canadense (Tschanz e Davenport, 1983).	7
2.2	Representações de funções de densidade espectral (Bojórquez et al., 2017). . .	11
3.1	Características do comportamento do vento ao longo da altura.	13
3.2	Altura da camada limite para diferentes coeficientes de rugosidade.	13
3.3	Registros de velocidade em três alturas diferentes (Dyrbye e Hansen, 1997). . .	15
3.4	Decomposição do modelo vetorial da velocidade do vento.	15
3.5	Flutuações no perfil do vento turbulento (Koss, 2014 <i>apud</i> Algaba, 2016). . . .	18
3.6	Intensidade da turbulência longitudinal pra três terrenos típicos, conforme Davenport. Modificado de Blessmann (2013).	20
3.7	Curva de autocorrelação (Blessmann, 2013).	21
3.8	Espectros da Turbulência de diversos autores (Blessmann, 2013).	25
3.9	Forças resultantes da interação do escoamento-estrutura em torno de um edifício.	26
4.1	a) Trajetória do topo de um edifício cujas respostas longitudinais e transversais se equivalem; b) Trajetória do topo de um edifício cuja resposta transversal é dominante (Trein, 2005).	31
4.2	Sistemas idealizados de um grau de liberdade. Modificado de (Clough e Penzien, 1995).	32
4.3	Admitância aerodinâmica (Blessmann, 2005).	34
4.4	Método probabilístico de Davenport. Modificado de (Davenport, 1967a).	36
4.5	Parcelas quase-estática, B , " <i>background factor</i> " e ressonante, R . Modificado de (Holmes, 2015).	37
4.6	(A) Resposta dinâmica da estrutura. (B) Espectro de potência das respostas da estrutura oriundo das rajadas de vento (Davenport, 1995b)	39
4.7	Linhas de influência e modos de vibração em edifícios altos (Davenport, 1995a)	39
4.8	Modelo e balança dinâmica de 3 graus de liberdade BD3GDL. Modificado de (Oliveira, 2009).	42
4.9	Modelo reduzido com tomadas de pressões usando a técnica HFPI (Tse et al., 2009).	43

4.10 a) Esquema do modelo HFBB. b) Forças medidas na base. c) Forma modal linear e relação entre $M(t)$ e $p_1(t)$ (Tschanz e Davenport, 1983 <i>apud</i> Algaba, 2016).	44
5.1 Geometria do CAARC Standard Tall Building.	46
5.2 Geometria do Basic Building.	48
5.3 Características do vento simulado: (a) perfil vertical de velocidades; (b) intensidade da componente longitudinal da turbulência; (c) macroescala da componente longitudinal da turbulência (Oliveira, 2009).	49
5.4 Deslocamentos horizontais normalizados no topo do modelo na direção Y e vento a 0° : a) médio, b) desvio padrão e c) máximo (maior deslocamento absoluto) (Oliveira, 2009).	49
5.5 Deslocamentos horizontais normalizados no topo do modelo na direção X e vento a 90° : a) médio, b) desvio padrão e c) máximo (maior deslocamento absoluto) (Oliveira, 2009).	50
5.6 Momento médio na base M_x (IAWE, 2012b).	51
5.7 Momento médio na base M_y (IAWE, 2012b).	52
5.8 Momento máximo na base M_x (IAWE, 2012b).	52
5.9 Momento mínimo na base M_y (IAWE, 2012b).	53
5.10 Características do vento simulado: (a) perfil vertical de velocidades; (b) intensidade da componente longitudinal da turbulência; (c) macroescala da componente longitudinal da turbulência (Vieira, 2016).	54
5.11 Coeficiente de força na direção dos eixos X e Y (Vieira, 2016).	54
5.12 Coeficientes de momento fletor em torno dos eixos X e Y (Vieira, 2016).	55
6.1 Linhas de influência para o cálculo do fator de rajada.	56
6.2 Fluxograma do programa DAVENPORT_G.M	57
6.3 Modelo para cálculo dos deslocamentos.	58
6.4 Modelo discretizado do <i>Basic Building</i>	59
6.5 Modo de vibração relativo à frequência fundamental do CAARC e do <i>Basic Building</i>	60
6.6 Eixos e ângulos de referência adotado por Vieira (2016).	62
6.7 Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 30m/s$	64
6.8 Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 30m/s$	64
6.9 Respostas em termos de solicitações no eixo X na base do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). a) Força cortante b) Momento fletor.	66
6.10 Respostas em termos de solicitações no eixo Y na base do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). a) Força cortante b) Momento fletor.	66

6.11	Respostas em termos de solicitações no eixo X na base do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). a) Força cortante b) Momento fletor.	69
6.12	Respostas em termos de solicitações no eixo Y na base do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). a) Força cortante b) Momento fletor.	69
6.13	Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo X , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.	70
6.14	Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo X , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.	70
6.15	Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo Y , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.	71
6.16	Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo Y , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.	71
6.17	Momentos fletores na base do <i>Basic Building</i> em torno de seu eixo X , a partir dos parâmetros de IAWE (2012b): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.	73
6.18	Momentos fletores na base do <i>Basic Building</i> em torno de seu eixo Y , a partir dos parâmetros de IAWE (2012b): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.	73
6.19	Respostas em termos de solicitações no eixo X na base do CAARC com parâmetros de IAWE (2012a). a) Força cortante b) Momento fletor.	76
6.20	Respostas em termos de solicitações no eixo Y na base do CAARC com parâmetros de IAWE (2012a). a) Força cortante b) Momento fletor.	76
6.21	Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). a) No eixo X b) No eixo Y	77
6.22	Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo X com parâmetros de Oliveira (2009). a) Médio b) Desvio padrão c) Máximo.	78
6.23	Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo Y com parâmetros de Oliveira (2009). a) Médio b) Desvio padrão c) Máximo.	78
6.24	Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). a) No eixo X b) No eixo Y	80
6.25	Respostas em termos de deslocamento de topo do <i>Basic Building</i> com parâmetros de IAWE (2012a). a) No eixo X b) No eixo Y	82
7.1	Esquema para o modelo dinâmico discreto (<i>NBR 6123 1988</i>).	84
7.2	Forma da construção abrangida pelo método de cálculo (<i>Eurocode 1-4 2005</i>).	88
7.3	Perfis verticais das velocidades médias a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$	94
7.4	Valores de ξ com $\bar{U}_r = 20, 30$ e $40m/s$ nas direções X e Y	95
7.5	Interpolação de ξ para $h = 182, 88m$ nas direções X e Y . a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$	96

7.6	Interpolação de ξ para $l_1/h = 0$ e $l_1/h = 0,2$ na direção X . a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) Valor interpolado.	96
7.7	Esquema de discretização do CAARC na direção perpendicular ao vento.	97
7.8	Forças nodais no CAARC obtido pela <i>NBR 6123</i> (1988) para categoria V com a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$ na direção X	99
7.9	Forças nodais no CAARC obtido pela <i>NBR 6123</i> (1988) para categoria V com a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$ na direção Y	99
7.10	Forças nodais no CAARC obtido pelo Anexo B do <i>Eurocode 1-4</i> (2005) para categoria IV com a) $\bar{v}_m = 20m/s$; b) $\bar{v}_m = 30m/s$; c) $\bar{v}_m = 40m/s$ na direção X	101
7.11	Forças nodais no CAARC obtido pelo Anexo B do <i>Eurocode 1-4</i> (2005) para categoria IV com a) $\bar{v}_m = 20m/s$; b) $\bar{v}_m = 30m/s$; c) $\bar{v}_m = 40m/s$ na direção Y	101
7.12	Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo X : a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.	102
7.13	Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo X : a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.	103
7.14	Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo Y : a) Médio; b) Flutuante c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.	103
7.15	Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo Y : a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.	104
7.16	Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo X : a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.	106
7.17	Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo Y : a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.	106
B.1	Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 20m/s$	120
B.2	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 20m/s$	121
B.3	Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 40m/s$	121
B.4	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 40m/s$	122
B.5	Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 20m/s$	122
B.6	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 20m/s$	123

B.7	Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 30m/s$	123
B.8	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 30m/s$	124
B.9	Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 40m/s$	124
B.10	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 40m/s$	125
B.11	Respostas em termos de solicitações no eixo X do <i>Basic Building</i> com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 20m/s$	125
B.12	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do <i>Basic Building</i> com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 20m/s$	126
B.13	Respostas em termos de solicitações no eixo X do <i>Basic Building</i> com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 30m/s$	126
B.14	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do <i>Basic Building</i> com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 30m/s$	127
B.15	Respostas em termos de solicitações no eixo X do <i>Basic Building</i> com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 40m/s$	127
B.16	Respostas em termos de solicitações no eixo Y do <i>Basic Building</i> com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 40m/s$	128
C.1	Parcelas da resposta com a variação da intensidade de turbulência. Com $L_u = 81,2m$	129
C.2	Parcelas da resposta com a variação da intensidade de turbulência. Com $L_u = 114m$	130
C.3	Parcelas da resposta com a variação da intensidade de turbulência. Com $L_u = 175m$	130
C.4	Parcelas da resposta com a variação da escala de turbulência. Com $I_u = 3,87\%$	131
C.5	Parcelas da resposta com a variação da escala de turbulência. Com $I_u = 7,1\%$	131
C.6	Parcelas da resposta com a variação da escala de turbulência. Com $I_u = 14,3\%$	131

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

Abreviaturas

BD3GDL Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade

CAARC *Commonwealth Advisory Aeronautical Council*

CLA Camada Limite Atmosférica

ESDU *Engineering Sciences Data Unit*

HFBB *High Frequency Base Balance*

HFPI *High Frequency Pressure Integration*

MD Método de Davenport

RMS *Root Mean Square*

Símbolos do Alfabeto Grego

χ_a^2 Função de admitância aerodinâmica

Δ Deslocamento do topo da estrutura sob força unitária

δ Decremento logarítmico total de amortecimento

κ constante de Von Kármán

λ_L Fator de escala de comprimento

λ_V Fator de escala da velocidade

μ_1 Modo de vibração da estrutura correspondente à primeira frequência fundamental

ν Frequência de passagens ascendentes

ν Frequência efetiva da resposta longitudinal

$\phi(z)$ Índice de área exposta

Ψ Função co-espectro normalizado

Ψ_λ Coeficiente de efeitos de extremidade

Ψ_i Massa adimensionalizada

Ψ_r	Coeficiente de redução
ρ_{ar}	Massa específica do ar
σ_u	Desvio padrão das flutuações da velocidade
σ_u^2	variância total do processo aleatório das flutuações do vento
σ_x	Desvio padrão do deslocamento
σ_x^2	Desvio padrão da resposta flutuante
τ_0	Tensão exercida pelas forças de atrito do vento na superfície do terreno
θ	Ângulo do deslocamento
ξ	Coeficiente de amplificação dinâmica
ζ	Razão de amortecimento crítico
ζ	Taxa de amortecimento
ζ_{aer}	Coeficiente de amortecimento aerodinâmico
ζ_{est}	Coeficiente de amortecimento estrutural da edificação
$\Phi_D(z)D_H$	Variação da geometria do edifício
$\Phi_m(z)m_H$	Variação da massa do edifício
$\Phi_U(z)U_H$	Variação do perfil da velocidade do vento

Símbolos do Alfabeto Latino

\mathbf{U}	Vetor velocidade do vento
$\bar{\mathbf{U}}$	Vetor velocidade média do vento
\bar{F}	Parcela estática da força gerada pela velocidade média
\bar{q}_0	Pressão dinâmica do vento
\bar{r}	Resposta média na direção do vento
\bar{U}_m	Média aritmética das velocidades médias do vento nos pontos i e k
\bar{U}_r	Velocidade de referência
\bar{V}_p	Velocidade do projeto

\bar{X}	Deslocamento médio
\bar{X}	Valor médio da velocidade do vento durante um determinado período de tempo
\hat{F}	Parcela dinâmica da força gerada por velocidade flutuante
\hat{r}	Resposta total (valor de pico) da estrutura
\hat{X}_{max}	Resposta flutuante máxima
\tilde{r}_B	Resposta não ressonante
\tilde{r}_R	Resposta ressonante
A	Área efetiva da estrutura perpendicular à direção do vento
A_0	Área de referência arbitrária
A_{ref}	Área de referência do elemento analisado
B	Componente quase-estática
B^2	Coefficiente de resposta quase-estática
B_x e B_y	Dimensões nominais da seção transversal da edificação
C_{as}	Coefficiente de arrasto superficial
C_a	Coefficiente de arrasto
c_f	Coefficiente de força
C_{ik}	Coefficiente de correlação cruzada
C_i	Coefficiente de autocorrelação
c_o	Coefficiente de orografia
c_r	Coefficiente de rugosidade
$c_s c_d$	Coefficiente estrutural
$C_{u_0 u_i}$	Coefficiente de correlação espacial
C_{uu}	coeficiente de correlação espacial da componente u na direção x
C_y e C_z	Coefficientes de decaimento para a correlação espacial das pressões
F	Força devida ao vento na direção longitudinal

f	Frequência das rajadas de vento
f_L	Frequência adimensionalizada
f_n	Frequência natural ou própria da estrutura
F_r	Fator de rajada utilizado pela NBR 6123
F_w	Força exercida pelo vento sobre uma construção
G	Fator de rajada
g	Fator de pico da resposta na direção longitudinal do vento
H	Altura do edifício
I_u	Intensidade de turbulência
k	Rigidez da mola
K_θ	Rigidez rotacional
k_I	Coefficiente de turbulência
k_p	Fator de pico
k_r	Coefficiente do terreno
K_s	Função de efeito redutor de dimensão
L	Constante de comprimento
L_M	Comprimento do vento no modelo
L_P	Comprimento do vento no protótipo
L_r	Escala de referência para uma altura z
L_u	Escala integral de comprimento
$L_u(z)$	Escala longitudinal da turbulência
m_0	Massa arbitrária de referência
m_H	Massa por unidade de comprimento no topo do edifício
M_x e M_y	Momento fletor na base em torno do eixo considerado
n	Frequência angular da excitação

n_1	Frequência natural angular da estrutura
p	Expoente da lei potencial da velocidade
q	Pressão dinâmica do vento
q_p	Pressão de pico
R	Componente ressonante
R^2	Coeficiente de resposta ressonante
R_h e R_b	Funções de admitância aerodinâmica
R_{ik}	Função de correlação cruzada
R_i	Função de autocorrelação
S_F	Espectro da força de arrasto
S_F	Função de densidade espectral de força
S_L	Função de densidade espectral de potência adimensional
S_u	Espectro de potência das flutuações de velocidade
S_x	Função de densidade espectral dos deslocamentos
T_u	Escala integral de tempo
u^*	Velocidade de fricção
U_g	Velocidade gradiente
V_0	Velocidade básica do vento
v_b	Velocidade de referência do vento a uma altura de 10 m acima da superfície
v_i	Velocidade num instante t
V_k	Velocidade característica do vento
V_M	Velocidade do vento no modelo
$v_m(z)$	Velocidade média do vento à uma altura z
V_P	Velocidade do vento no protótipo
X_1	Frequência adimensional

X_{max}	Resposta máxima da estrutura
z_0	Altura de rugosidade do terreno
z_d	Deslocamento do plano
z_e	Altura de referência para a pressão exterior exercida pelo vento
z_g	Altura gradiente
z_r	Altura de referência
z_s	Altura de referência utilizada pelo Eurocode
i_r	Linhas de influência

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De acordo com Blessmann (2001), para construções até meados de 1960 com baixa altitude, pesadas e de grande rigidez o vento não configurava um problema de projeto, pois, nessas construções as principais solicitações eram provenientes dos carregamentos verticais. Porém, isso foi se modificando na medida em que as edificações foram ficando cada vez mais leves e esbeltas, tornando os carregamentos horizontais, principalmente da ação do vento, uma parcela de grande importância das solicitações dessas edificações. A partir disso, as propriedades mecânicas estruturais das edificações, como rigidez, fator de amortecimento e frequências naturais, assim como as respostas dinâmicas da estrutura, tornaram-se considerações importantes nos projetos estruturais de grande relevância.

Desse modo, o conhecimento das ações do vento, considerado como a principal fonte de excitação das edificações, e o conhecimento do comportamento dessas estruturas em face dos carregamentos a elas aplicados, foram se aprimorando ao longo do tempo e no desenvolvimento das pesquisas de modo a suprir a necessidade de previsão do real comportamento do edifício.

O vento é classificado como um carregamento que varia com o tempo, causando vibrações. Quando a frequência dessas vibrações se sobrepõe a uma das frequências naturais de uma estrutura elas se amplificam até se caracterizar como ressonantes, dessa forma são as características dinâmicas da edificação que definirão o grau de influência que o carregamento do vento exerce nessa estrutura, que por sua vez possui respostas quando submetidas a ação do vento, definidas pela soma de uma parcela estática e outra dinâmica, denominada como resposta flutuante. Em edificações muito esbeltas e flexíveis, tornando-se sensíveis às ações dinâmicas do vento, a resposta flutuante poderá elevar substancialmente a resposta total.

Atualmente, muitas normas de projeto já contemplam procedimentos para a previsão das respostas dinâmicas. Trein (2005) cita como exemplos a ABNT NBR 6123:1988 no Brasil, o NBCC/85 no Canadá, AS1170.2/89 na Austrália e o Eurocode 1-4/2005, que estipulam, entre outras coisas, que estruturas com frequência natural de $1Hz$ ou menos devem ser projetadas através de análise dinâmica.

Os resultados obtidos por Cardoso (2011) e por Algaba (2016) mostram a importância da consideração dos efeitos dinâmicos do vento na obtenção da resposta das estruturas,

principalmente em termos de deslocamento, chegando a valores da ordem de duas vezes o da análise estática em exemplos descritos pelo primeiro autor.

Devido ao fato do vento atuar em forma de rajadas, os edifícios altos, frente à sua ação em uma determinada direção, respondem oscilando tanto transversalmente quanto longitudinalmente. Modelos matemáticos para determinação da sua resposta longitudinal são baseados na metodologia de Davenport (1962), este que foi o pioneiro nas pesquisas relacionadas nesse tipo de resposta do vento, em estruturas de edifícios altos, pontes, linhas de transmissão e torres.

Desde meados de 1960, com os estudos de Vickery (1966) e Davenport (1967a), é constatado que a resposta aerodinâmica da grande parte das estruturas provém, majoritariamente, da ação da componente longitudinal do vento turbulento combinado à ação da sua velocidade média. A primeira está relacionada à componente flutuante da resposta, sendo a segunda relacionada à resposta média.

Diante dessa problemática, Franco (2002) *apud* Oliveira (2009), afirma que para edifícios altos é obrigatória a verificação dos deslocamentos, velocidades, acelerações e solicitações máximas, comparando os valores obtidos com valores normativos limite. A obtenção destes resultados é parte do campo de estudos da aerodinâmica de estruturas civis e eles são determinados tanto por procedimentos teóricos e normativos quanto por procedimentos experimentais de modelos em túnel de vento. Um desses modelos de edifício alto é o *Commonwealth Advisory Aeronautical Council (CAARC) Standard Tall Building*, modelo padronizado criado para a comparação de ensaios, com objetivo de melhorar as técnicas de ensaios e dar credibilidade ao volume de dados experimentais.

1.2 - OBJETIVOS

1.2.1 - Objetivo Geral

O objetivo desta dissertação é avaliar a aplicabilidade de métodos teóricos de estimativa de respostas geradas nas estruturas (edifícios, especificamente) altas sob ação longitudinal de ventos turbulentos, mediante a elaboração de estudo comparativo entre os resultados de método teórico e procedimentos normativos com os obtidos de ensaios com modelos padrões de edifícios altos em túnel de vento disponíveis na literatura.

1.2.2 - Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, pretende-se:

- Obter os parâmetros de deslocamentos e de esforços solicitantes provenientes da ação dinâmica do vento a partir de ensaios de túnel de vento realizados por Oliveira (2009), Vieira (2016) e IAWQ (2012b);
- Determinar as respostas em termos de deslocamentos e de esforços solicitantes provenientes da ação dinâmica do vento pelo método de Davenport;
- Determinar as respostas em termos de deslocamentos e de esforços solicitantes provenientes da ação dinâmica do vento pelos procedimentos da *NBR 6123* (1988) e do *Eurocode 1-4* (2005);
- Comparar os valores experimentais com os teóricos, com o intuito de verificar a precisão do método de Davenport e dos métodos normativos para o modelo experimental proposto.

1.3 - METODOLOGIA

Essa pesquisa tem como principal meta a elaboração de uma análise comparativa entre os resultados do método teórico de Davenport e de métodos normativos com os obtidos de ensaios de um modelo reduzido em túnel de vento disponíveis na literatura, no que diz respeito às respostas dinâmicas de edifícios altos sob a ação na direção do vento turbulento.

As respostas dinâmicas do edifício analisado são apresentadas em termos de deslocamento de topo e em termos dos esforços solicitantes, sendo esse último composto por força cortante e momento fletor na base do edifício, considerando a atuação do vento com incidência para as direções X e Y , ou seja, à 90° e 0° respectivamente, conforme mostra a Figura 1.1.

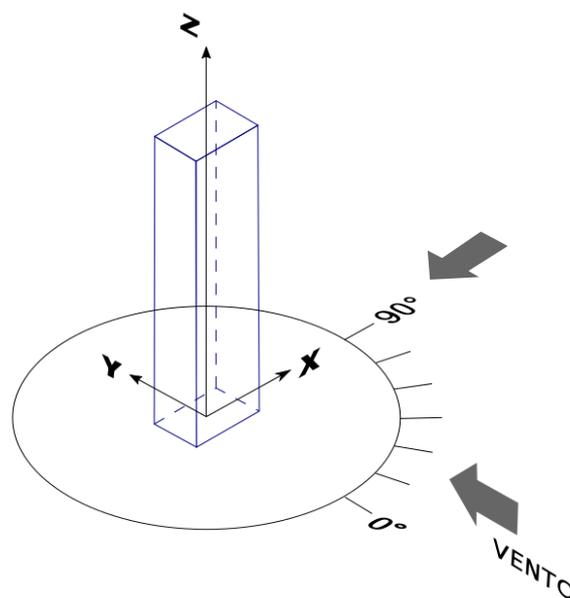


Figura 1.1 – Ângulos de incidência do vento. Modificado de (Oliveira, 2009).

Os resultados experimentais são extraídos das teses de doutorado de Oliveira (2009) e de Vieira (2016), além dos dados fornecidos por IAWE (2012b). No primeiro trabalho foram realizados ensaios com modelo reduzido em túnel de vento utilizando a técnica HFPI e pela balança dinâmica (BD3GDL) para o qual apresenta resultados em termos de deslocamentos. Já no segundo caso também realizou-se ensaios com modelo reduzido em túnel de vento, mas utilizando apenas a técnica HFPI fornecendo resultados em termos de esforços solicitantes de pico na base. Ambos os trabalhos utilizaram o prédio “CAARC *Standard tall building model*”, um paralelepípedo de 30,48 x 45,72 x 182,88 m³ proposto pela “*Commonwealth Advisory Aeronautical Council*” em 1969. E o terceiro são resultados do “*International HFBB Comparison Project*” (2012) em termos de momentos fletores máximos na base, proposto pela *International Association for Wind Engineering* (IAWE), que utilizou um modelo de edifício similar ao CAARC chamado *Basic Building*.

Os métodos teóricos utilizados são os seguintes:

- O método teórico de Davenport;
- Os procedimentos do anexo B e C do *Eurocode 1-4* (2005);
- O procedimento do método discreto na *NBR 6123* (1988).

No método de Davenport são aplicado os parâmetros do vento simulado por Oliveira (2009) possibilitando uma comparação com os resultados encontrados pelo autor em termos de deslocamento de topo. O método também será analisado a partir dos parâmetros de Vieira (2016) em termos de solicitações médias na base do edifício. Por fim é comparado os momentos fletores calculados pelo método teórico aos resultados extraídos de IAWE (2012b).

Os resultados dos procedimentos normativos são comparados ao método de Davenport em termos de esforços solicitantes e deslocamentos, com os parâmetros adotados e medidos nos ensaios experimentais de Oliveira (2009), que utilizou o modelo do CAARC como objeto de estudo. Os resultados experimentais da IAWE (2012b) já foram comparados por Algaba (2016) com as mesmas normas utilizadas nessa pesquisa e por isso não serão aplicadas aqui.

As ferramentas utilizadas na obtenção dos resultados são o *software* MATLAB, onde se elabora uma rotina de cálculo associada ao método de Davenport, e através da plataforma EXCEL são geradas planilhas para o desenvolvimento dos procedimentos normativos.

1.4 - ESCOPO DO TRABALHO

A dissertação foi desenvolvida em oito capítulos, onde o primeiro relata as premissas da pesquisa, tais como as motivações para tal estudo, os objetivos a serem cumpridos além da metodologia utilizada para tal.

No capítulo 2 encontra-se uma descrição de pesquisas anteriores que envolvem o tema abordado nesse trabalho.

O capítulo 3 apresenta os conceitos essenciais sobre a caracterização dos ventos fortes, com ênfase nos ventos turbulentos que se encontram dentro da camada limite atmosférica. Serão expostos os conceitos físicos desses tipo de vento, bem com sua descrição matemática.

O capítulo 4 aborda os tipos de respostas que um edifício apresenta sob ação do vento turbulento, assim como os conceitos que regem a análise dinâmica dessas estruturas sob a ação desse tipo de carregamento. Para o entendimento da análise dinâmica, será descrito o método baseado na solução do fator rajada proposto por Davenport (1961a), método, esse, base para muitas normas internacionais. Também é apresentado uma sucinta descrição das técnicas experimentais utilizadas em modelos reduzidos do tipo *stick model* nos ensaios com a balança aerolástica, com a técnica HFPI (*High Frequency Pressure Integration*), assim como da técnica HFBB (*High Frequency Base Balance*).

No capítulo 5 descreve-se o edifício CAARC *Standard Tall Building* e o *Basic Building*, objetos de estudo desse trabalho, no que diz respeito as suas características geométricas e dinâmicas. Também será detalhado as descrições dos ensaios experimentais com os ventos simulados nas teses de doutorado de Oliveira (2009) e de Vieira (2016), assim como os resultados da IAWQ (2012b). Os dados e resultados encontrados por eles serviram para a validação dos métodos teóricos.

O capítulo 6 dedica-se à aplicação do método de Davenport como ferramenta da análise dinâmica. É descrito inicialmente as considerações dos parâmetros de entrada do método para a análise dinâmicas do vento que atua no edifício e em seguida são apresentadas as respostas das estruturas analisadas em termos de esforços solicitantes e deslocamentos de topo.

No capítulo 7 serão aplicados os métodos normativos para avaliação dinâmica da estrutura escolhida para o estudo: o da *NBR 6123* (1988) e os dois do *Eurocode 1-4* (2005). Assim como no capítulo 6 serão apresentadas as respostas do edifício estudado.

As conclusões e propostas para trabalhos futuros estão apresentadas no oitavo capítulo.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O estudo na área da engenharia do vento necessitou de uma evolução em seus fundamentos à medida que as estruturas tornaram-se cada vez mais complexas ao longo do tempo. Foram desenvolvidos e aplicados diversos métodos teóricos no estudo dos efeitos do vento nas estruturas, normalmente fundamentados em três metodologias: a análise estática equivalente, a análise no domínio da frequência e a análise no domínio do tempo. Estes procedimentos analíticos são eficientes quando aplicados à estruturas consideradas altas, mas possuindo geometrias regulares e expostas a vento homogêneo e estacionário. No entanto, quando a estrutura possui formas não convencionais ou está sujeita aos efeitos de interferência de construções vizinhas os resultados gerados por esses métodos teóricos não são confiáveis. Distorções causadas no campo de velocidade do vento incidente não são incorporadas adequadamente nesses procedimentos. Nestes casos é obrigatória a realização de técnicas de análises mais modernas, como estudos experimentais em túnel vento com modelos reduzidos ou usando modelos numéricos de elevado custo computacional. Dessa forma, muitos autores buscam desenvolver novas metodologias ou aperfeiçoar os métodos citados para que o estudo desta área forneça cada vez mais resultados significativos e concordantes à realidade.

As ferramentas analíticas ganharam espaço no estudo da aerodinâmica das construções quando Davenport (1961a) apresentou à engenharia de estruturas uma metodologia probabilística fundamentada em ferramentas como a admitância mecânica e espectro de energia para a determinação da resposta das estruturas sob a ação do vento turbulento, denominada fator de rajada. Sua contribuição à engenharia do vento é bastante abrangente, podendo ser citado, como exemplo, seu estudo para o cálculo do intervalo de tempo fundamental na determinação da velocidade média usada em projetos. O autor mostrou que um intervalo de tempo entre 10 minutos e 1 hora fornece uma não-estacionaridade minimizada e assim definindo a velocidade média entre outros parâmetros.

Entre as décadas de 70 e 80 um grande projeto para construção de uma torre retangular foi planejado para ser erguido na cidade Melbourne, Austrália, contendo 151 m de altura. Para a execução do prédio, BHP House, um grande grupo de pesquisadores, consultores e projetistas acharam necessário realizar o monitoramento deste edifício. Melbourne (1975) apresenta os dados parciais deste estudo, que consistiu em fazer medidas da resposta e carregamento da estrutura devido à ação do vento medidas no nível do piso mais alto do prédio. Em particular, o edifício foi instrumentado com oitenta e duas estações de medição de pressão na fachada, acelerômetros, medidores de tensão nos pilares e um dispositivo de medição de deflexão a laser. Em comum com a maioria das estruturas, foi observado que o prédio respondeu à ação

do vento, principalmente no modo fundamental, demonstrando essencialmente a independência das respostas. As acelerações foram medidas no último andar e mostraram que os movimentos provocados pelo o vento incidente apresentaram valores de 10-15% maior do que o limite inferior da faixa de valores previsto em projeto. Os resultados do modelo em túnel de vento tiveram a mesma tendência e o acordo entre modelo e o edifício real foi de 10% acima do limite inferior estabelecido.

Dentre os vários métodos de se obter as respostas de uma estrutura, as medições experimentais usando túnel de vento são reconhecidas há vários anos como a técnica de melhor representatividade. Tschanz e Davenport (1983) adotaram esta abordagem experimental para a definição do carregamento do vento em estruturas, através do desenvolvimento de uma balança de equilíbrio capaz de medir os esforços na base de modelos estruturais. A fim de avaliar a performance do equipamento, uma análise com três modelos de edifícios e duas classes de terreno foram utilizados. Uma boa correlação com a norma de construção de edifícios do Canadá foi alcançada, demonstrando a confiança no método proposto neste estudo, conforme mostrado na Figura 2.1. O desenvolvimento desse trabalho representou um passo importante na direção de simplificar a obtenção das respostas das estruturas.

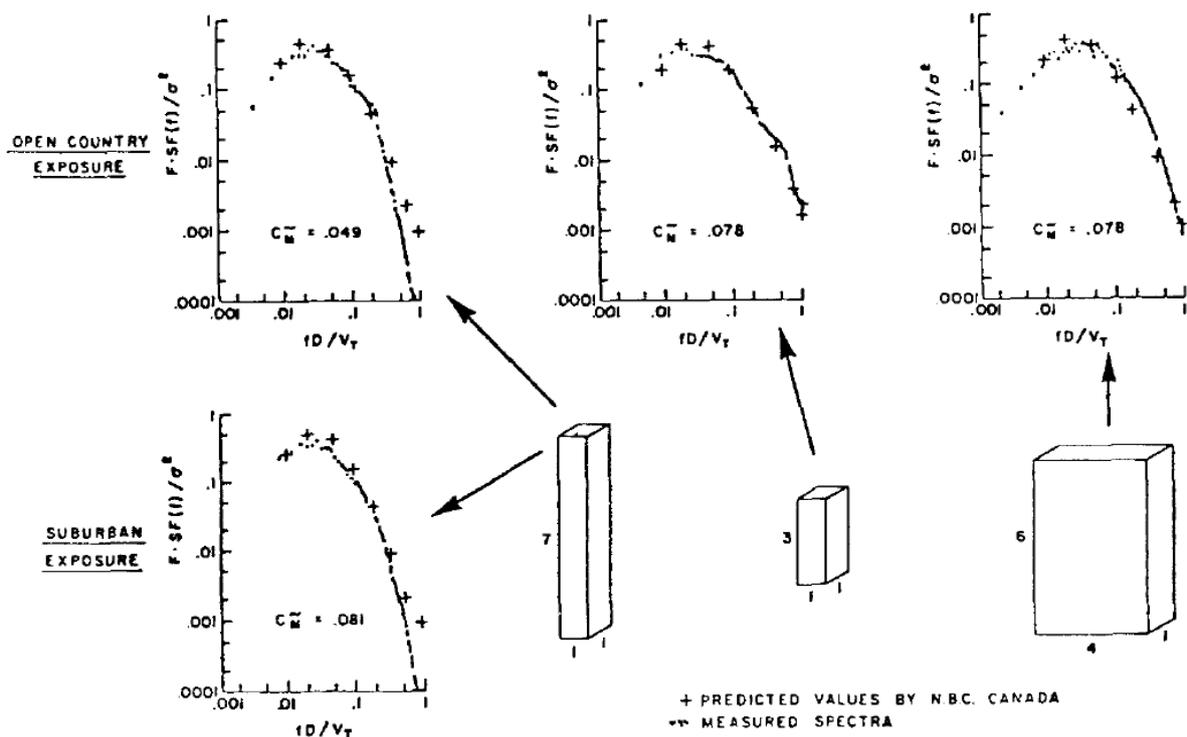


Figura 2.1 – Comparação do espectro de resposta medidos experimentalmente com a balança de força com os valores previstos a partir da norma Canadense (Tschanz e Davenport, 1983).

Holmes (1987) propõem um fator de correção, para as formas do modo não-linear, para os espectros de força generalizados no primeiro modo de vibração produzido pela ação do vento

em estruturas altas. A função proposta pode ser usada tanto para a resposta ao longo do vento quanto para o vento transversal, e não depende de quaisquer suposições detalhadas sobre a forma do co-espectro das forças dinâmicas aplicadas pelo vento. É desejável ter tais métodos para corrigir a informação para formas de modo não-linear. Várias normas para determinação do carregamento do vento a partir de então, passaram a incluir um método que levasse em conta a resposta dinâmica ao longo do vento de estruturas altas considerando um fator de correção de forma simples para a forma modal.

Entre vários métodos disponíveis para calcular a resposta dinâmica das estruturas devido às rajadas de vento, o método do fator de rajada passou a ser muito popular devido a sua simplicidade de aplicação. Simplificação alcançada graças à possibilidade de assumir que a resposta da estrutura ao longo do vento esteja no modo fundamental de vibração. Isto decorre, em parte, do fato da excitação do vento conter pouca energia em altas frequências e, portanto, é aceitável considerar apenas o modo fundamental, desde que as proporções das frequências naturais nos modos superiores sejam suficientemente grandes. No entanto, no caso dos edifícios altos, os modos geralmente podem estar muito distanciados. Para tais casos, torna-se necessário examinar se esta suposição ainda pode ser feita na estimativa da resposta da edificação pelo fator de rajada. Isto foi examinado no estudo de Sekher e Vinay (1997) que comparam as funções de densidade espectral de potência da força modal para os três primeiros modos de vibração no caso de um edifício de 365 m de altura. O estudo mostrou que, devido ao perfil médio da velocidade do vento ser muito semelhante à forma do primeiro modo dos edifícios altos e que a dimensão lateral do prédio à barlavento seja invariante com a altura, a resposta ao longo do vento de tais estruturas baseia-se quase no modo fundamental. Logo, é bastante oportuno negligenciar as contribuições dos modos mais elevados no cálculo dos fatores de rajada para a resposta de edifícios altos regulares ao longo do vento.

A metodologia de Davenport pode ser aplicada a diferentes tipos de estruturas, como mostrou Carril (2000) quando analisou numericamente o efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações, através de métodos teóricos e experimentais com ensaios de túnel de vento. A pesquisa também avaliou os procedimentos das principais normas existentes no mundo sobre o efeito do vento atuantes nessas estruturas. Os resultados obtidos identificaram o tipo de resposta mais importante da estrutura (resposta ressonante ou não ressonante), onde o modelo da *NBR 6123* (1988) fornece repostas aceitáveis quando comparadas ao obtidos pelo modelo de Davenport . Assim como Merce et al. (2007) que identificaram o mesmo comportamento nas repostas utilizando as ferramentas do trabalho anterior em exemplos de torres diferentes.

Embora os procedimentos existentes, tais como o Método de Davenport e técnicas experimentais, para a determinação das repostas das estruturas mostrem eficiência, Zhou et al. (2002) chamam a atenção para que eles não sejam usados indiscriminadamente, pois assumem

formas de modos estruturais ideais, ou seja, modo de vibrações linear e torção uniforme, o que de fato não é real. Para levar em consideração os efeitos da não linearidade, um estudo de vários parâmetros é conduzido por estes autores para examinar a influência desses modos de vibração. Fatores de correção na estimativa dos efeitos da ação de vento nas respostas dos esforços e deslocamentos através de formulações são apresentadas. Observa-se que nos estudos de caso realizado, a influência de uma forma de modo não linear é realmente insignificante para a resposta de deslocamento e do momento de flexão da base, mas não para outros efeitos de solicitação, por exemplo, o cisalhamento de base e a força do vento generalizada.

Miguel (2003) apresentou um estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido a ação dinâmica do vento. As respostas obtidas em túnel de vento, através de um modelo aeroelástico equivalente de dois graus de liberdade, mostraram que as respostas longitudinais determinadas pelas formulações da *NBR 6123* (1988) se apresentam subestimadas.

Oliveira (2009) desenvolveu um equipamento denominado balança dinâmica de três graus de liberdade (BD3GDL) que permita a obtenção da resposta de edifícios altos frente à ação do vento, a partir de ensaios em túnel de vento com modelos em escala reduzida. A balança possui um sistema mecânico que fornece três graus de liberdade, com a rotação de três eixos ortogonais entre si em torno de um mesmo ponto. Nesse trabalho o autor buscou uma maneira mais simples de desenvolver o processo de modelagem aeroelástica de edificações, possibilitando caracterizar suas respostas com os dois primeiros modos de vibração livre em flexão e com o primeiro modo de torção. A coerência entre os valores obtidos com os disponíveis na literatura permitiu concluir que o equipamento simula satisfatoriamente o comportamento dinâmico de edifícios altos submetidos à ação do vento.

Sartori (2010) apresentou em sua pesquisa uma investigação numérica e experimental das parcelas estática e flutuante da resposta de edifícios altos sob ação do vento, considerando as direções longitudinal e transversal à essa ação. Os resultados experimentais foram comparados com os resultados teóricos provenientes, por exemplo, das formulações do modelo discreto da *NBR 6123* (1988) para a estimativa da resposta dinâmica na direção longitudinal ao vento. As técnicas experimentais utilizadas apresentaram resultados adequados para a resposta dinâmica na direção longitudinal ao vento, quando comparados aos resultados determinados pela norma brasileira.

Cardoso (2011) buscou em seu estudo as respostas máximas em termos de deslocamento em três estruturas consideradas alteadas, analisadas no modo fundamental de vibração. Para isso o autor utilizou diferentes métodos teóricos baseados no fator de rajada do método de Davenport. Os resultados mostraram que a *NBR 6123* (1988) subestimam os deslocamentos em relação aos outros métodos estudados, que mostraram boa correlação entre si.

Os procedimentos de projeto existentes para edifícios altos atualmente dependem

exclusivamente de modelos computacionais e experimentais em escalas reduzidas, testados em túneis de vento de camada limite. Embora esses modelos tenham sido amplamente refinados, principalmente os modelos de túnel de vento, ainda há uma incerteza considerável associada ao desempenho real dessas estruturas sob excitação dinâmica. A falta dessas informações em edifícios em escala real levou Bashor et al. (2012) a avaliar o desempenho de três edifícios estabelecidos na cidade de Chicago no estado Ilinois, nos Estados Unidos, que foram monitorados por dez anos. Uma parcela deste banco de dados é apresentada em dois véis. Primeiro: avaliar as propriedades dinâmicas in loco e compará-las com os valores de projeto e; segundo: usar essas propriedades para prever os níveis de aceleração do *root mean square* (r.m.s.) com base nos dados do teste do túnel de vento, para avaliar sua consistência com observações em escala real. Verificou-se uma dependência significativa do fator de amortecimento crítico nos sistemas estruturais empregados e na sensibilidade de amplitude das propriedades dinâmicas. É confirmado que o tipo de sistema estrutural, para os quais as propriedades dinâmicas são mais precisas, é para o prédio em concreto armado, enquanto para estruturas metálicas o estudo apresentou o menor nível de amortecimento, afetando negativamente o desempenho da edificação e o conforto dos ocupantes. No monitoramento contínuo dos edifícios ainda é aguardado observar eventos de amplitude ainda maior para examinar a confiabilidade das informações fornecidas aos projetistas.

Daniels et al. (2013) realizam modelagens numéricas com o modelo padrão CAARC, com o objetivo de investigar os efeitos da intensidade da turbulência e das escalas de comprimento integral nos resultados da pressão média e das pressões flutuantes ou pressões r.m.s. sobre a superfície do modelo analisado. Os resultados obtidos mostram que a intensidade da turbulência é o parâmetro que tem um efeito mais significativo nas pressões flutuantes, enquanto que as escalas de comprimento integral da turbulência têm um efeito insignificante, desde que estejam dentro de uma faixa apropriada.

Holmes (2014) analisou as estimativas dos momentos de base produzidos pelas forças do vento no Basic Building, um edifício alto, genérico, com uma seção transversal retangular uniforme, determinados por cinco túneis de vento de um estudo de referência internacional. Esses resultados foram comparados com as previsões equivalentes de três normas internacionais de países que possuem muitos edifícios altos. Idealmente, os códigos normativos devem produzir previsões ligeiramente acima dos valores esperados de um teste de túnel de vento. No entanto, existem diferenças significativas nas previsões de duas normas (Hong Kong Code of Practice (2004) e American Standard (ASCE 7)), que produzem valores inferiores à média dos dados do túnel de vento, explicados pelos baixos valores dos coeficientes de arrastos propostos por essas normas e pela formulação que determina o efeito de rajada aparentemente inconsistente.

Carvalho (2015), através da comparação de metodologias numéricas nos domínios do tempo e da frequência, avaliou o número de modos de vibração necessário para que a análise das

respostas em termos de deslocamentos e de esforços solicitantes apresentasse uma melhor precisão nos resultados. Verificou-se que para as parcelas dos esforços há a necessidade de mais modos de vibração, já em termos de deslocamento apenas o modo fundamental de vibração é essencial.

Castro et al. (2015) descrevem e aplicam uma metodologia teórica que permite a determinação da resposta dinâmica longitudinal das estruturas no domínio do tempo quando submetidas à ação do vento. Foi simulado numericamente o campo de velocidades do vento usando o método de representação espectral, considerando apenas a componente flutuante longitudinal. Esse campo é reproduzido por séries de velocidades e, em seguida, transformados em forças flutuante nodais utilizando o modelo de carga quase-estático. Utilizando o edifício CAARC, o autor valida a ferramenta ao gerar as respostas dinâmicas da estrutura com boa correlação comparadas aos resultados experimentais de diversas pesquisas.

Algaba (2016) realizou um estudo comparativo entre normas e resultados experimentais, além da aplicação da solução modal no domínio da frequência, com o objetivo de avaliar as divergências entre os métodos e validar a aplicação dos procedimentos teóricos, tomando os resultados experimentais como referência. Foi constatada uma similaridade entre os resultados obtidos com o *Eurocode 1-4* (2005) e solução modal, com os experimentais. Enquanto que a *NBR 6123* (1988) apresentou respostas subestimadas em até 50%.

No estudo desenvolvido por Bojórquez et al. (2017), os registros de vento foram simulados usando vários modelos de representação de funções de densidade espectral, como mostra a Figura 2.2, com o objetivo de encontrar o melhor modelo para simular as séries de registro do vento no tempo. O estudo verificou que os modelos de von Karman, von Karman-Harris e Solari geraram essas séries com melhores características de intensidade de turbulência e no comprimento da escala de turbulência, em comparação com os modelos de Davenport, Kaimal e Kaimal Modificado.

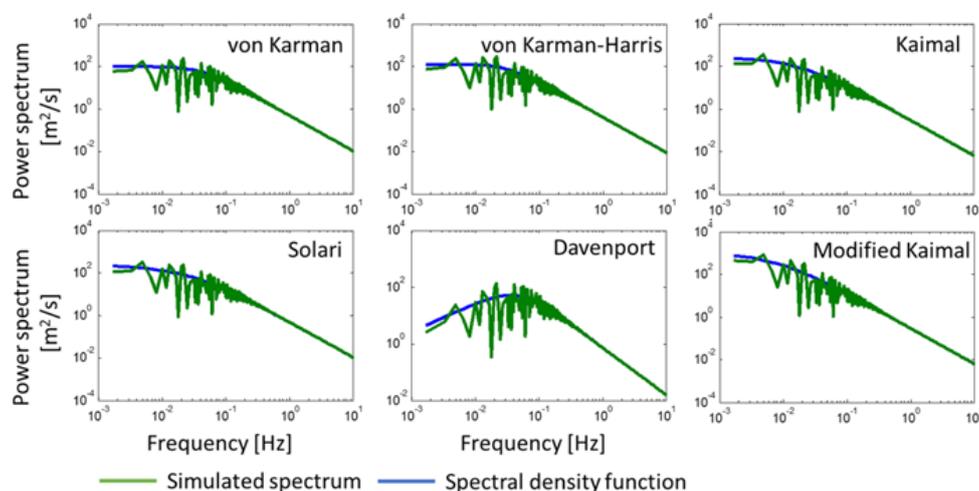


Figura 2.2 – Representações de funções de densidade espectral (Bojórquez et al., 2017).

3 - O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL

O vento natural, definido como o movimento das massas de ar sobre a superfície terrestre, tem como causa básica o aquecimento não uniforme da atmosfera, causado pela energia proveniente do Sol que origina variações na pressão atmosférica. As forças geradas devido ao desequilíbrio dessas pressões fazem com que parcelas de ar se desloquem das zonas de maior pressão para as de menor pressão, causando esse efeito de movimentação.

Na engenharia estrutural, o estudo da ação do vento pode ser feito baseando-se na consideração de qual será o efeito destas forças sobre as edificações e obras civis, já que o mesmo possui características aleatórias quando se trata de sua intensidade, duração, direção e sentido.

Para uma melhor compreensão dessa análise, esse capítulo abordará classificações, conceitos físicos e matemáticos que darão um suporte teórico do comportamento do vento necessário na interação com as estruturas, demonstrando os fundamentos para a modelagem matemática dos efeitos do vento, onde o campo de suas velocidades será representado para os casos de ciclones extratropicais, que se caracterizam por ventos fortes nos quais há relevância nos estudos da engenharia de vento e por isso são base para as normas de projeto de estruturas.

3.1 - CARACTERÍSTICAS DO VENTO

Quando o ar se movimenta em certa altura acima da superfície terrestre, seu escoamento se mantém aproximadamente suave (laminar) e regular para pequenos espaços de tempo. Porém, quando as massas de ar estão próximas do nível do solo deparam-se com obstáculos que causam a agitação (turbulência) das partículas de ar por atrito, interrompendo, assim, o livre escoamento.

Na cota em que há essa distinção na característica do escoamento do vento é definida a chamada camada limite atmosférica (CLA). O comportamento do vento dentro dessa camada é bastante alterado, ao se formarem turbilhões de larga escala graças à variação da velocidade. Já acima dela, a velocidade do vento é proporcional ao gradiente de pressões atmosféricas e é denominada de velocidade gradiente, U_g .

Dessa forma é de interesse na engenharia de estruturas de construção civil o estudo das velocidades que estão compreendidas na espessura da CLA, denominada altura gradiente, z_g , já que depois dela não mais se considera interferências da superfície (rugosidade). A Figura 3.1 representa o comportamento do vento considerando as interações

superfície-atmosfera, onde z_0 é o comprimento de rugosidade.

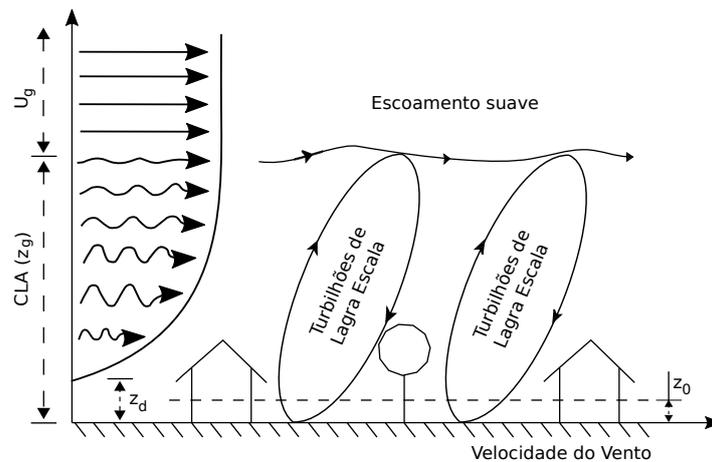


Figura 3.1 – Características do comportamento do vento ao longo da altura.

Segundo Blessmann (2013) há bastante variação na espessura da CLA, pois esse número depende de muitos fatores, tais como velocidade gradiente, rugosidade do terreno, variação da temperatura do ar com a altitude e da localização geográfica, situando-se na ordem de 100 m a 3000 m. As construções civis encontram-se imersas nesta camada, tendo que ser projetadas e construídas de acordo com suas características.

O deslocamento do plano "zero", z_d , é considerado quando há terrenos muito rugosos, onde o nível do terreno não coincidirá com a origem do perfil da velocidade do vento.

Dos parâmetros citados o que mais influencia no gradiente da velocidade do vento, ou seja no seu perfil vertical de velocidade, é a rugosidade do terreno. Quanto maior a rugosidade superficial, tanto maior será a agitação mecânica provocada no ar gerando turbilhões maiores, portanto maior a altura interessada neste processo. Assim, a altura gradiente é maior em uma cidade (maior rugosidade) do que em campo aberto ou sobre o mar (menor rugosidade), como ilustra a Figura 3.2.

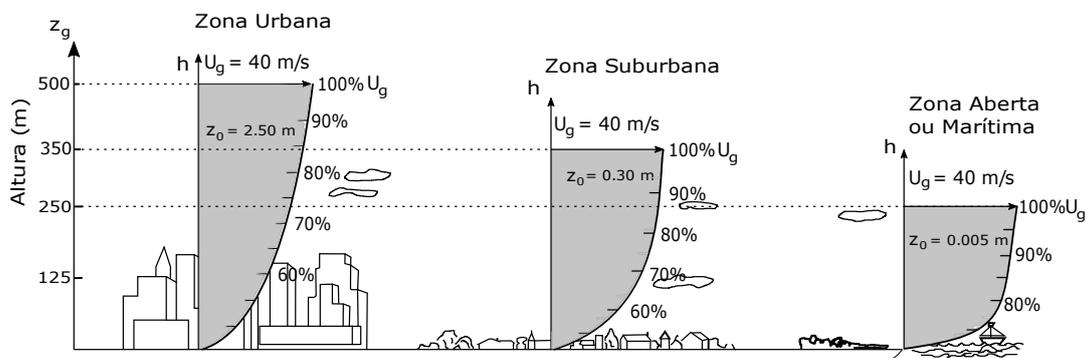


Figura 3.2 – Altura da camada limite para diferentes coeficientes de rugosidade.

3.2 - MODELO MATEMÁTICO DA VELOCIDADE DO VENTO

Por se tratar de um processo aleatório, e por tanto complexo para uma modelagem matemática, a turbulência do vento foi conduzida de maneira empírica durante muito tempo. Até que se definiu o fenômeno como sendo flutuações irregulares da velocidade, introduzindo as fundamentações do equilíbrio estatístico, abordando a teoria probabilística através de médias estatísticas; proposta inicialmente formulada por T. von Kármán.

Se tratando de um fenômeno aleatório, as amostras das flutuações ao longo do tempo diferem entre si, porém, quando se considera um número significativo de amostras, o fenômeno passa a apresentar um padrão estatisticamente regular.

Assim, pode-se modelar matematicamente a velocidade do vento como uma combinação dos valores médios com seus respectivos valores de pico (turbulência). De acordo com Cardoso (2011), para definir inicialmente o modelo matemático do vento turbulento algumas hipóteses devem ser tomadas:

- A altura da camada limite, em um terreno de rugosidade uniforme, denominada altura gradiente, é constante;
- O vento é horizontal e sua variação de direção ao longo da altura é desprezível (despreza-se a influência da rotação da Terra - força de Coriolis – no movimento do ar);
- A velocidade de vento é um processo aleatório estacionário ergódico e, de acordo com a prática meteorológica internacional, o intervalo de tempo de 10 minutos é tomado para determinação da velocidade média.

3.2.1 - Velocidade Média e Flutuante

Os registros de velocidade de vento, como no exemplo da Figura 3.3, mostram uma velocidade do vento com um valor médio constante e em torno deste acontecem as flutuações de velocidade, que definem a turbulência. É importante observar o aumento da velocidade média em função do aumento na altura acima do terreno, como mostra o registro em três alturas acima do terreno.

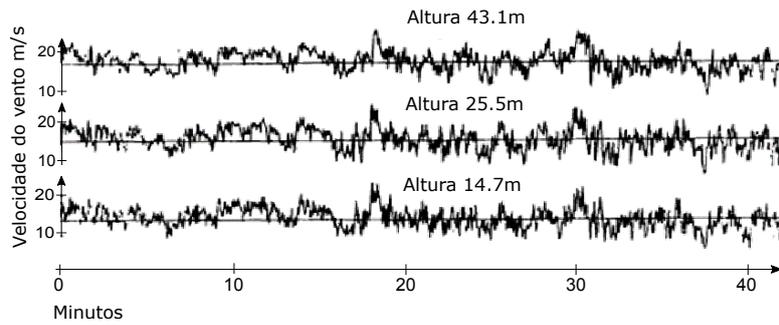


Figura 3.3 – Registros de velocidade em três alturas diferentes (Dyrbye e Hansen, 1997).

Sabendo que o campo de velocidade do vento é descrito por um valor médio e por flutuações, o vetor resultante pode ser determinado através de um sistema cartesiano, onde a componente da velocidade média é considerada como predominante e representada pelas coordenadas do eixo x , como se vê na Figura 3.4.

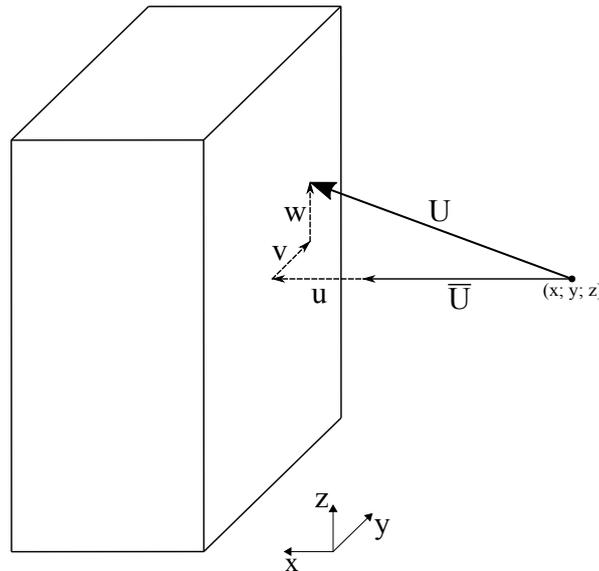


Figura 3.4 – Decomposição do modelo vetorial da velocidade do vento.

Portanto a descrição matemática da velocidade do vento, \mathbf{U} , num determinado tempo t terá quatro componentes representando as três direções de incidência. Com a velocidade média, $\bar{\mathbf{U}}$, dependendo apenas da altura z e as componentes flutuantes \mathbf{u}, \mathbf{v} e \mathbf{w} , consideradas num processo aleatório estacionário de média nula.

$$\mathbf{U}(x, y, z, t) = \underbrace{\bar{\mathbf{U}}(z)}_{\text{Direção Longitudinal } x} + \underbrace{\mathbf{u}(x, y, z, t)}_{\text{Direção Transversal } y} + \underbrace{\mathbf{w}(x, y, z, t)}_{\text{Direção Vertical } z} \quad (3.1)$$

Quando se deseja uma análise apenas na direção longitudinal da incidência do vento, caso

particular dessa pesquisa, a Eq. 3.1 se reduz à Eq. 3.2.

$$U(z, t) = \bar{U}(z) + u(z, t) \quad (3.2)$$

A velocidade média e as flutuações do vento são determinadas essencialmente pelas características do terreno no qual a estrutura se encontra, assim como pela sua altitude. Esses parâmetros se correlacionam através dos perfis de velocidade, os quais serão abordados adiante.

3.3 - PERFIL VERTICAL DA VELOCIDADE MÉDIA

No estudo do vento para a engenharia de estruturas é fundamental o conhecimento do perfil de velocidades médias e das propriedades da turbulência, para se ter uma compreensão bem definida destes itens e dessa forma determinar a ação estática e a ação dinâmica do vento, sabendo que a velocidade média varia ao longo da altura z acima do terreno.

A seguir mostram-se as duas formas de descrever matematicamente essa variação e, desse modo, como representar os perfis verticais da velocidade média do vento.

3.3.1 - Lei Potencial

Uma das diversas formas de expressar teoricamente a variação da velocidade média do vento com a altura é por uma simples lei potencial, dada empiricamente pela Eq. 3.3, que segundo Blessmann (2013), apresenta boa concordância com os dados experimentais.

$$U(z) = \bar{U}_r \left(\frac{z}{z_r} \right)^p \quad (3.3)$$

Sendo \bar{U}_r a velocidade média numa altura de referência z_r . Essa altura é fixada e costuma ser de 10 m ou a altura gradiente, z_g . O expoente p depende da rugosidade do terreno.

3.3.2 - Lei Logarítmica

A lei logarítmica, Eq. 3.4, também é utilizada para definir o perfil da velocidade média do vento (Holmes, 2015).

$$U(z) = \frac{u_o^*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_o} \right) \quad (3.4)$$

A constante κ é designada de constante de Von Kármán e, normalmente, assume o valor de 0,4. O termo u^* , com apenas significado matemático, representa a velocidade de fricção obtida pela

raiz quadrada da razão entre a tensão τ_0 exercida pelas forças de atrito do vento na superfície do terreno e a massa específica do ar, ρ_{ar} . Essa tensão também pode ser determinada substituindo valores conhecidos na Eq. 3.4. A lei logarítmica é ainda definida em função de um comprimento de rugosidade z_o que depende de cada tipo de terreno.

Segundo Oliveira (2014) para alturas de cerca de 20 a 30% da altura total da CLA, a lei logarítmica é a que melhor representa a variação da velocidade média do vento com a altura. O contrário ocorre com a lei potencial, que tem melhor comportamento nas regiões mais afastadas da superfície.

3.3.3 - Rugosidade do terreno

Tanto a lei potencial quando a lei logarítmica usam os parâmetros apresentados em suas formulações para levar em consideração a frenagem do vento frente à superfície, através das forças de arrasto ocasionadas pela rugosidade superficial. Essas forças são devidas ao atrito direto contra a superfície assim como, e principalmente, pelas forças que se desenvolvem pelo intercâmbio de quantidade de movimento entre camadas horizontais de ar, devido à turbulência, e que fazem sentir seus efeitos em uma altura muito maior que a dos obstáculos que a causaram (Blessmann, 2013).

A intensidade dessa turbulência pode ser quantificada através da velocidade de fricção, u_o^* , a qual está relacionada com o coeficiente de arrasto superficial, C_{as} , através da Eq. 3.5.

$$C_{as} = \left(\frac{u_o^*}{\bar{U}_r} \right)^2 \quad (3.5)$$

O coeficiente de arrasto superficial, além dos parâmetros p e z_o , também desempenha o papel de associar as leis dos perfis verticais da velocidade média do vento à rugosidade do terreno, através da equação Eq. 3.6, conforme Davenport (1965) e Simiu (1973).

$$C_{as} = \frac{\kappa^2}{\ln^2 \left(\frac{z}{z_o} \right)} \quad (3.6)$$

Estes parâmetros da rugosidade do terreno são fornecidos por várias fontes levando em consideração diferentes tipos de terreno. A Tabela 3.1 apresenta uma faixa de valores para os determinados parâmetros que correspondem aos obtidos por diversas pesquisas.

Tabela 3.1 – Parâmetros de rugosidade.

Descrição do terreno	Parâmetros			
	p	$z_o(mm)$	$C_{as} * 10^{-3}$	$z_g(m)$
Mar aberto	0,10 - 0,12	0,25 - 5	2,2 - 2,8	250 - 280
Vegetação baixa	0,14 - 0,19	10 - 100	4 - 7	275 - 300
Floresta / Subúrbio	0,20 - 0,28	200 - 900	11 - 30	395 - 420
Centro de cidades	0,35 - 0,40	1200 - 5000	50 - 80	500 - 520

3.4 - PERFIL DA VELOCIDADE FLUTUANTE - TURBULÊNCIA

Como já mencionado, a interação fluido-superfície ocasiona a turbulência do vento, que ganha mais significância na medida que este se aproxima da superfície terrestre. Essa turbulência origina as flutuações da velocidade do vento em torno do seu valor médio, Figura 3.5. Essas flutuações, também designadas por rajadas, por possuir irregularidades não permitem um tratamento determinístico, tratando-se, portanto, de um fenômeno aleatório.

A parte flutuante da velocidade do vento pode ser definida pela distribuição de probabilidade, pelo espectro de potência e pelas funções de correlação cruzada. Para melhor compreender o significado desses termos, que são utilizados no procedimento prático de cálculo de estruturas sujeitas à ação das rajadas, é necessário fazer algumas considerações sobre o escoamento turbulento e definir um número limitado de parâmetros estatísticos.

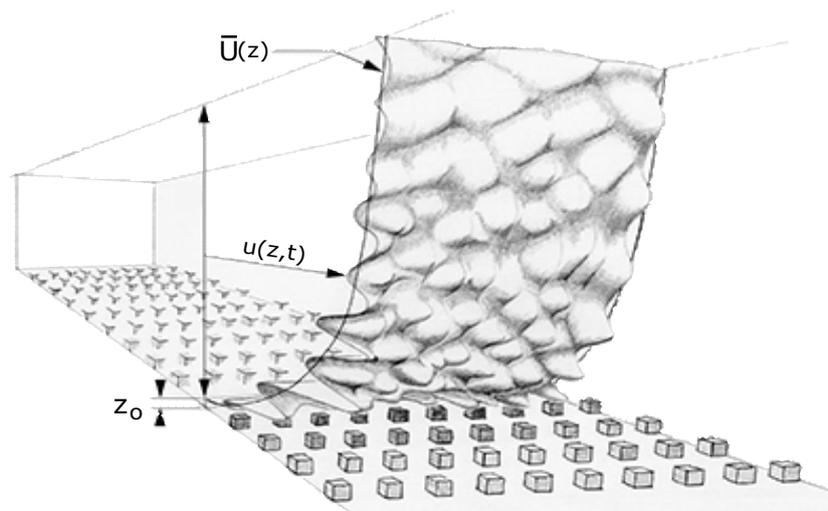


Figura 3.5 – Flutuações no perfil do vento turbulento (Koss, 2014 *apud* Algaba, 2016).

3.4.1 - Intensidade da Turbulência

As rajadas do vento são representadas pela intensidade de turbulência, que é determinada pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações e o valor médio da velocidade do vento, Eq. 3.7, quando considerado horizontalmente uniforme.

$$I_i(z) = \frac{\sigma_i(z)}{\bar{U}(z)} \quad (3.7)$$

Onde $\sigma_i(z)$ é o desvio padrão das flutuações da velocidade para as três componentes cartesianas (u,v,w) , que quando considerado apenas na direção principal de incidência x possui valor independente da altura e em função da velocidade de fricção, definido na Eq. 3.8.

$$\sigma_u = 2,5 u_o^* \quad (3.8)$$

A partir de medidas experimentais feitas ao vento natural, Harris (1971) ajustou o fator experimental da Eq. 3.8 e ao substituir a Eq. 3.5 encontrou a expressão da Eq. 3.9.

$$\sigma_u = 2,58 \sqrt{C_{as}} \bar{U}_r \quad (3.9)$$

Ao substituir as Eqs. 3.3 e 3.9 na Eq. 3.7, a intensidade da turbulência da componente longitudinal em função da lei potencial é dada pela Eq. 3.10.

$$I_u(z) = 2,58 \sqrt{C_{as}} \left(\frac{z_r}{z} \right)^p \quad (3.10)$$

Ao substituir as Eqs. 3.4 e 3.8 na Eq. 3.7, determina-se a intensidade da turbulência da componente longitudinal em função da lei logarítmica, dada pela Eq. 3.11.

$$I_u(z) = \frac{1}{\ln \left(\frac{z}{z_o} \right)} \quad (3.11)$$

As curvas da intensidade da turbulência para a componente longitudinal em três terrenos típicos são traçadas na Figura 3.6 de acordo com a Eq. 3.10, com parâmetros indicados no próprio gráfico. É importante observar que as curvas indicam um aumento da intensidade da turbulência à medida que se aproxima da superfície, isso ocorre graças à agitação mecânica do ar devido à interação com a superfície, como mencionado anteriormente. Portanto quanto maior o valor da rugosidade do terreno maior será os valores da intensidade da turbulência.

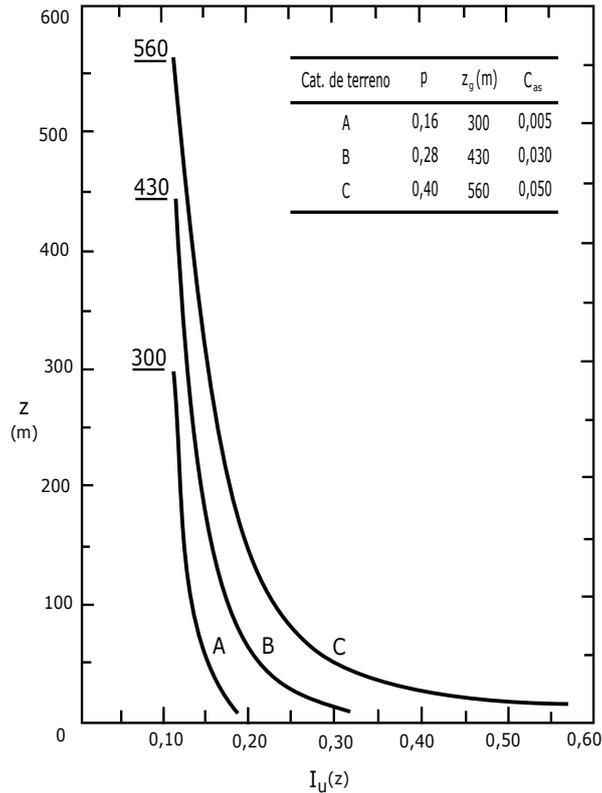


Figura 3.6 – Intensidade da turbulência longitudinal pra três terrenos típicos, conforme Davenport. Modificado de Blessmann (2013).

3.4.2 - Escala da Turbulência

A função de autocorrelação $R_i(\tau)$, Eq. 3.12, ou correlação temporal, descreve a relação entre o valor da velocidade no tempo $v_i(t)$, num instante t , e o valor desta velocidade em outro instante $t + \tau$. Matematicamente é o produto médio de $v_i(t)$ e $v_i(t + \tau)$ para um tempo de integração T apropriado.

$$R_i(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T v_i(t) v_i(t + \tau) dt \quad (3.12)$$

Normalmente, utiliza-se a função do coeficiente de autocorrelação $C_i(\tau)$, Eq. 3.13, que varia entre os valores 1 e -1 . Tem valor zero quando não existe correlação entre $v_i(0)$ e $v_i(\tau)$, e tem valor unitário para $\tau = 0$.

$$C_i(\tau) = \frac{R_i(\tau)}{R_i(0)} \quad (3.13)$$

No caso de processos aleatórios, o maior valor da função $C_i(\tau)$ está na origem do retardo ($\tau = 0$), e é uma função par (simétrica). A função $C_i(\tau)$ tende ao valor zero quando τ tende ao valor infinito, como ilustrado na Figura 3.7.

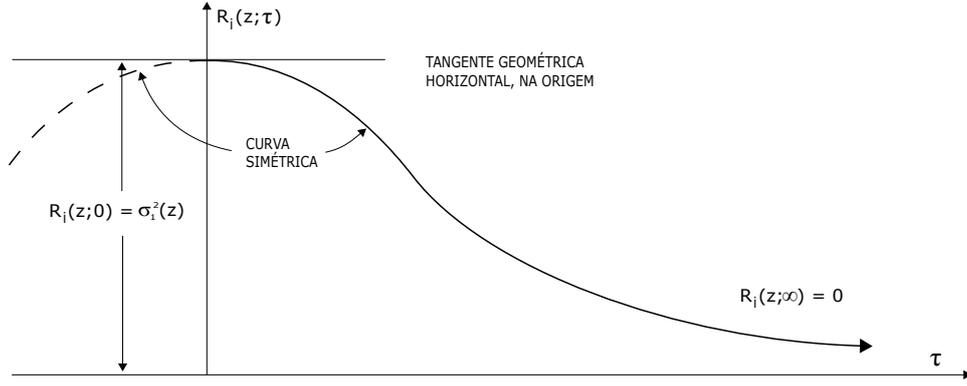


Figura 3.7 – Curva de autocorrelação (Blessmann, 2013).

Da mesma forma, duas funções temporais $v_i(t)$ e $v_k(t)$, permitem definir a função de correlação cruzada, Eq. 3.14, e a função do coeficiente de correlação cruzada, Eq. 3.15.

$$R_{ik}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T v_i(t)v_k(t + \tau)dt \quad (3.14)$$

$$C_{ik}(\tau) = \frac{R_{ik}(\tau)}{\sqrt{R_{ii}(0)R_{kk}(0)}} \quad (3.15)$$

Nos escoamentos turbulentos, para caracterizar a estrutura da turbulência, utiliza-se a correlação entre dois pontos para uma mesma componente da flutuação, o que define o coeficiente de correlação espacial entre os pontos, definido pela Eq. 3.16.

$$C_{u_0u_i}(0) = \frac{R_{u_0u_i}(0)}{\sqrt{R_{u_0u_0}(0)R_{u_iu_i}(0)}} \quad (3.16)$$

Variando a posição de um dos pontos, pode-se obter a função do coeficiente de correlação espacial da componente u na direção x , $C_{uu}(x)$, e com base nesta função, obter a macro-escala ou escala integral de comprimento L_u , dada pela Eq. 3.17.

$$L_u = \int_0^\infty C_{uu}(x)dx \quad (3.17)$$

De igual forma, a partir da função do coeficiente de autocorrelação $C_{uu}(\tau)$, pode-se obter a escala integral de tempo T_u , Eq. 3.18.

$$T_u = \int_0^\infty C_{uu}(\tau)d\tau \quad (3.18)$$

Na prática, nas Eqs. 3.17 e 3.18 empregam-se valores adequados de x e τ para a integração, pois C_{uu} tende assintoticamente a zero quando x ou τ crescem. A hipótese de Taylor, referida à aproximação da “turbulência congelada”, permite relacionar estas duas escalas integrais e desta

forma, conhecendo o valor da escala integral de tempo T_u , pode-se calcular a macro-escala L_u , sem determinar a função do coeficiente de correlação espacial $C_{uu}(x)$, através da Eq. 3.19.

$$L_u = \bar{U}(z) T_u \quad (3.19)$$

Diversas medições na atmosfera e expressões do espectro de turbulência, que são indicadas a seguir, permitiram determinar leis de variação da escala longitudinal da turbulência $L_u(z)$. Vários autores apresentam seus resultados com a forma da Eq. 3.20.

$$L_u(z) = K \left(\frac{z}{z_r} \right)^n \quad (3.20)$$

Alguns autores como Harris (1971) e Davenport (1961b) definem $K = 0,084L$. Sendo L uma constante de comprimento, onde o primeiro autor sugere $L = 1800m$ e o segundo $L = 1200m$, de acordo com resultados experimentais. E n equivalente ao expoente p da lei potencial de velocidade média.

O engenheiro estrutural deve analisar qual a correlação espacial indicada para o cálculo da estrutura em questão. Se for um prédio alto ou uma torre, deve-se usar a correlação vertical da componente longitudinal e transversal da velocidade do vento, visto que, em geral, há interesse na resposta da estrutura na direção do vento médio e transversal ao vento. Por outro lado, se a estrutura for uma ponte pênsil, deve-se usar a correlação horizontal da componente longitudinal e vertical da velocidade do vento.

3.4.3 - Espectro da Turbulência

O espectro de turbulência é definido por Blessmann (2005) como sendo a distribuição da energia existente nos turbilhões do vento turbulento (flutuações) e essa distribuição segue em função das frequências desses turbilhões. Essa função, conhecida também como densidade espectral ou espectro de potência, representa a composição, em frequência, do processo aleatório das flutuações do vento.

A variância total do processo, σ_u^2 , é constituída pela soma das variâncias correspondentes a todas as frequências individuais presentes nas flutuações, de tal maneira que seu valor seja definido pela área sob o espectro, Eq. 3.21.

$$\sigma_u^2 = \int_0^{\infty} S_u(f) df \quad (3.21)$$

Onde a densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f , $S_u(f)$, é dada em $(velocidade)^2/Hz$. Sua formulação é definida por diversos autores através de

simplificações analíticas baseada em resultados experimentais em campo com velocidades do vento em diversas alturas e diferentes tipos de terrenos.

Para a análise estrutural os espectros mais utilizados são os sugeridos por Davenport, Harris, Kaimal e Simiu, além do ESDU (*Engineering Sciences Data Unit*) que está baseado no espectro de von Kármán. Os utilizados nessa pesquisa terão suas expressões expostas a seguir, dadas na forma adimensionalizadas, multiplicando o espectro da turbulência pela frequência e utilizando a variância como elemento de normalização.

• Espectro de Davenport

Davenport (1967b) sugeriu a seguinte expressão da Eq. 3.22 para o espectro de energia da componente longitudinal da turbulência em vento fortes.

$$\frac{f S_u(f)}{C_{as} \bar{U}^2(10)} = \frac{4X_1^2}{(1 + X_1^2)^{4/3}} \quad (3.22)$$

Onde a frequência das rajadas de vento, f , é dada em Hz e a frequência adimensional X_1 é definida pela Eq. 3.23.

$$X_1 = \frac{f L}{\bar{U}(10)} \quad (3.23)$$

Sendo a constante de comprimento $L = 1200m$ e $\bar{U}(10)$ a velocidade média horária a $10m$ de altura em m/s .

Substituindo a Eq 3.22 na Eq 3.21 obtém-se a variância conforme a Eq. 3.24.

$$\sigma_u^2 = 6 C_{as} \bar{U}^2(10) \quad (3.24)$$

Assim pode-se escrever o espectro adimensional na forma da Eq. 3.25.

$$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{2X_1^2}{3(1 + X_1^2)^{4/3}} \quad (3.25)$$

• Espectro de Harris

Já o espectro de Harris (1968) é dado na forma da Eq. 3.26.

$$\frac{f S_u(f)}{C_{as} \bar{U}^2(10)} = \frac{4X_1}{(2 + X_1^2)^{5/6}} \quad (3.26)$$

Substituindo a Eq 3.26 na Eq 3.21 obtém-se a variância conforme a Eq. 3.27.

$$\sigma_u^2 = 6,66 C_{as} \bar{U}^2(10) \quad (3.27)$$

Assim pode-se escrever o espectro adimensional na forma da Eq. 3.28.

$$\frac{f S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{0,6 X_1}{(2 + X_1^2)^{5/6}} \quad (3.28)$$

O valor de X_1 é o mesmo dado pela Eq. 3.23, mas com o valor da constante de comprimento, adotado por Harris, sendo $L = 1800m$. Tanto o espectro de Harris como o de Davenport são independentes da altura.

• Espectro ESDU

A distribuição da energia do vento em frequência considerada no manual ESDU, é expressa pela função de densidade espectral de potencia adimensional, ou seja, o espectro da turbulência, definida pela Eq. 3.29.

$$\frac{f_n S_u(f_n, z)}{\sigma_u^2} = \frac{6,8 X_L(f_n, z)}{[1 + 10,2 X_L(f_n, z)]^{5/3}} \quad (3.29)$$

Onde f_n é a frequência natural ou própria da estrutura e $X_L(f_n, z)$ a frequência adimensional, definida pela Eq. 3.30.

$$X_L(f_n, z) = \frac{f_n L_u(z)}{\bar{U}(z)} \quad (3.30)$$

Sendo $L_u(z)$ uma função da escala longitudinal da turbulência, dada pela Eq. 3.20 e reescrita na forma da Eq. 3.31.

$$L_u(z) = L_r \left(\frac{z}{z_r} \right)^\alpha \quad (3.31)$$

Com valores da escala e altura de referência, respectivamente, $L_r = 300m$ e $z_r = 200m$. O parâmetro α é calculado pela Eq. 3.32 em função da altura de rugosidade, z_o , do terreno.

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_o) \quad (3.32)$$

O espectro de Davenport é indicado pela norma norte americana ANSI A58.1, assim como pela canadense NBCC. Já a norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 adota o espectro de Harris em suas formulações e, por fim, o espectro sugerido pelo ESDU é também adotado pelo Eurocode 1-4:2005. As curvas correspondentes à algumas dessas expressões, podem ser observadas na Figura 3.8.

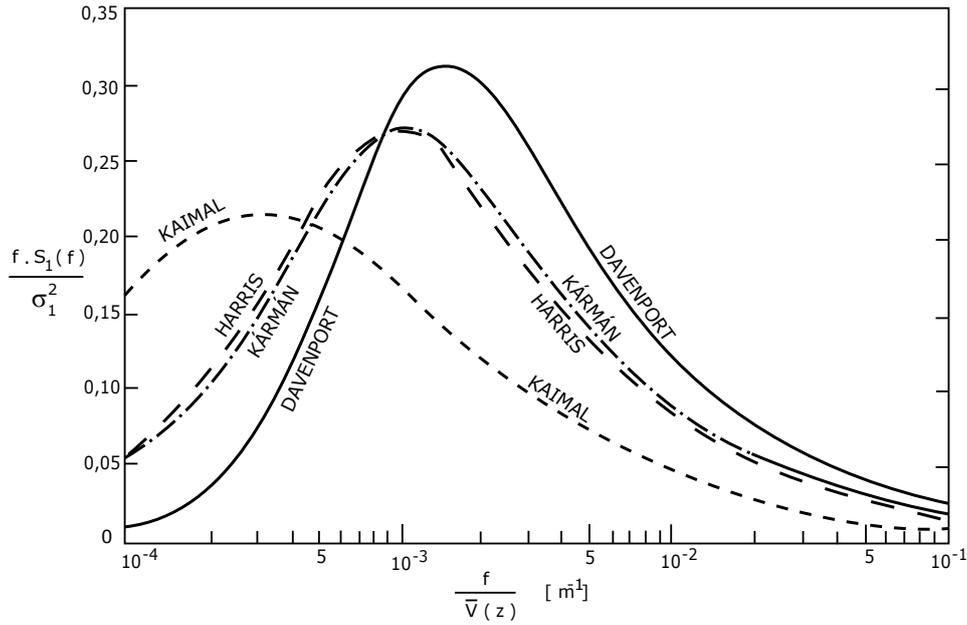


Figura 3.8 – Espectros da Turbulência de diversos autores (Blessmann, 2013).

Conforme citado em Algaba (2016), Carvalho (2015), Holmes (2015), Cardoso (2011), Dyrbye e Hansen (1997), Simiu e Scanlan (1996), entre outros, em um determinado instante de tempo, a flutuação da velocidade do vento não apresenta uma correlação perfeita para diferentes pontos no espaço.

Esta variação da flutuação entre dois pontos i e j , pode ser considerada por meio da função densidade espectral cruzada de turbulência, cuja parte real é denominada co-espectro e é dada pela Eq. 3.33.

$$S_{u_i, u_k}(i, k, f) = \sqrt{S_{u_i}(f)} \sqrt{S_{u_k}(f)} \Psi(i, k, f) \quad (3.33)$$

Onde $S_{u_i}(f)$ e $S_{u_k}(f)$ são os espectros das velocidades flutuantes nos nós i e k , respectivamente, na direção longitudinal u . O co-espectro normalizado, $\Psi(i, k, f)$, é uma função definida pela Eq. 3.34.

$$\Psi(i, k, f) = e^{\left[-\frac{f \sqrt{C_y^2 (y_k - y_i)^2 + C_z^2 (z_k - z_i)^2}}{\bar{U}_m(z_i, z_k)} \right]} \quad (3.34)$$

Sendo (y_i, z_i) e (y_k, z_k) as coordenadas nos nós i e k , respectivamente. $\bar{U}_m(z_i, z_k)$ é a média aritmética das velocidades médias do vento nos pontos i e k . Os coeficientes de decaimento para a correlação espacial das pressões são obtidos experimentalmente. Valores conservadores na falta de ensaios são fornecidos por Blessmann (2005) iguais a $C_y = C_z = 10$, usados na ABNT NBR 6123:1988. O Eurocode 1-4:2005 propõe $C_y = C_z = 11,5$.

3.5 - FORÇAS DO VENTO NAS ESTRUTURAS

Quando um escoamento percorre um determinado obstáculo originam-se pressões e, conseqüentemente, forças nesse obstáculo. No âmbito da aerodinâmica esse conjunto de forças gera solicitações que são comumente classificado em três parcelas, ilustradas na Figura 3.9. A parcela correspondente ao vetor L representa as solicitações que atuam na direção do escoamento denominadas de forças de arrasto. A parcela representada pelo vetor T corresponde às solicitações na direção transversal à incidência do escoamento sendo denominada de força de sustentação. O desvio destas forças em relação ao centro de torção da seção produz um momento torsor no edifício correspondente à parcela M .

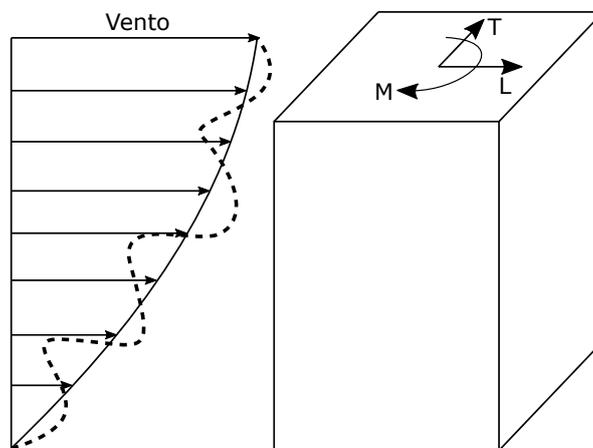


Figura 3.9 – Forças resultantes da interação do escoamento-estrutura em torno de um edifício.

Como esse trabalho se propõe à análise das respostas longitudinais à ação do vento, será apresentado apenas a formulação das equações necessárias para o cálculo dinâmico estrutural gerado pelas forças de arrasto. Considerando que essas forças são calculadas com base no campo de velocidades do vento não perturbado pela presença da estrutura, que se encontra em repouso.

3.5.1 - Força de Arrasto

Considerando inicialmente que as forças flutuantes podem ser calculadas a partir do coeficiente de arrasto e que a força de arrasto esteja restrita a um determinado ponto no espaço, a hipótese quase-estática poderá ser aplicada. Essa hipótese fundamenta a base da grande maioria dos modelos utilizados para quantificação da ação do vento em edifícios altos, principalmente nos métodos propostos dos regulamentos normativos.

A força devida ao vento na direção da velocidade média (direção longitudinal) pode ser descrita

pela Eq. 3.35.

$$F(x, y, z, t) = \frac{1}{2} \rho_{ar} C_a A U^2(x, y, z, t) \quad (3.35)$$

Onde a $F(x, y, z, t)$ é a força de arrasto no instante t no ponto (x, y, z) , considerando a direção do vento x ; ρ é a massa específica do ar; C_a o coeficiente de arrasto da geometria da estrutura para o vento turbulento e A sendo a área efetiva da face da edificação perpendicular à direção do vento.

De acordo com a Eq. 3.2, a velocidade instantânea do vento, $U(x, y, z, t)$, é definida por uma componente média e uma componente flutuante. Ao substituí-la na Eq. 3.35 obtém-se a expressão da Eq. 3.36.

$$F(z, t) = \frac{1}{2} \rho_{ar} C_a A [\bar{U}^2(z) + 2\bar{U}(z)u(z, t)] = \bar{F}(z) + \hat{F}(z, t) \quad (3.36)$$

O termo $u^2(z, t)$ dentro de $U^2(x, y, z, t)$ fora desprezado tomando o fato que seu valor é muito inferior ao de $\bar{U}^2(z)$, (Simiu e Scanlan, 1996). Assim temos que a força gerada por ventos turbulentos se divide em uma parcela estática, $\bar{F}(z)$, gerada pela velocidade média, Eq. 3.37, e uma parcela dinâmica, $\hat{F}(z, t)$, gerada pela velocidade flutuante, Eq. 3.38.

$$\bar{F}(z) = \frac{1}{2} \rho_{ar} C_a A \bar{U}^2(z) \quad (3.37)$$

$$\hat{F}(z, t) = \frac{1}{2} \rho_{ar} C_a A [2\bar{U}(z)u(z, t)] \quad (3.38)$$

Substituindo a Eq. 3.3 na Eq. 3.37, defini-se a força estática associada a lei potencial, Eq. 3.39.

$$\bar{F}(z) = \frac{1}{2} \rho_{ar} C_a A \bar{U}_r^2 \left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} \quad (3.39)$$

De acordo com estas expressões, pode-se obter estimativas de pressões de dimensionamento utilizando coeficientes de pressão médios e velocidades de pico.

4 - ANÁLISE DAS AÇÕES DINÂMICAS DO VENTO NOS EDIFÍCIOS

O cálculo do efeito dinâmico do vento de natureza aleatória sobre estruturas esbeltas, incluindo os edifícios altos, é composto de três estágios básicos: a descrição do vento, a descrição das propriedades físicas e aerodinâmicas da estrutura e a combinação desses fatores na determinação da resposta da estrutura.

O procedimento comum na análise dinâmica é definir as ações em duas categorias: a primeira são as ações determinísticas, as quais são tratadas em função do tempo, por exemplo as vibrações mecânicas e por último as ações não determinísticas ou aleatórias que se modificam indefinidamente no tempo, citando os sismos e o vento como exemplos. Essas ações aleatórias, especificamente a força do vento, caso do estudo dessa dissertação, são abordadas com médias estatísticas, bem como as respostas geradas.

Tais forças podem excitar o edifício de tal forma que o mesmo entre em ressonância, gerando respostas dinâmicas que podem ser muito superiores às produzidas pelos seus efeitos estáticos equivalentes. Essa situação pode ser condicionante no que diz respeito às verificações dos critérios de conforto e segurança de projeto.

Nesse capítulo serão definidas as ferramentas necessárias para a análise das ações dinâmicas em edificações considerando a aleatoriedade do vento turbulento, apresentando modelos matemáticos para a determinação da resposta longitudinal dos edifícios, baseados na metodologia de Davenport (1962). Este que foi o autor pioneiro nas pesquisas relacionadas à esse tipo de resposta de estruturas consideradas flexíveis sob ação do vento.

Também será exposto de forma sucinta as técnicas experimentais mais utilizadas em ensaios de modelos reduzidos em túnel de vento para a análise dessas ações e das respostas correspondentes.

4.1 - RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS ALTOS

Devido ao fato do vento atuar em forma de rajadas, os edifícios altos, frente a esta ação em determinada direção, respondem oscilando tanto longitudinalmente como transversalmente e, caso os edifícios sejam sujeitos a um carregamento excêntrico, pode dar-se uma resposta capaz de gerar um momento que solicite a estrutura a efeitos de torção. Segundo Oliveira (2014) na direção vertical, em termos de segurança estrutural, a resposta não tem grande relevância nos edifícios.

Assim, a princípio, são abordados alguns conceitos fundamentais relacionados com a resposta dinâmica de edifícios altos segundo a direção longitudinal da incidência do vento, bem como apenas algumas considerações acerca da resposta transversal e da resposta por torção.

4.1.1 - Resposta Longitudinal

Davenport (1967a) apresentou o deslocamento de pico ou máximo, considerando o vento longitudinal, como o produto do deslocamento médio estático por um coeficiente adimensional constante, o fator de rajada, levando em conta apenas o modo fundamental de vibração. Dessa forma o autor definiu a força estática equivalente como a distribuição de força, que aplicada estaticamente na estrutura, produz o deslocamento máximo.

O movimento na direção longitudinal à incidência do vento resulta principalmente das flutuações de pressões nas faces à barlavento e à sotavento da estrutura. A resposta aerodinâmica da maioria das estruturas origina-se, segundo Vickery (1966) e Davenport (1967a), quase que inteiramente, da ação da componente longitudinal da turbulência do vento sobreposta à ação da sua velocidade média.

Essa eficiência da turbulência, no que diz respeito à solicitação de carregamento em uma estrutura, será em função da relação entre o tamanho dos turbilhões do vento e as dimensões da estrutura, condicionadas pela relação λ/h , sendo λ e h dimensões característica dos turbilhões e da estrutura respectivamente.

Em ventos turbulentos de alta frequência a relação mencionada tende a ser muito menor do que o valor unitário ($\lambda/h < 1$) e os carregamentos gerados apresentam boa correlação apenas em pequenas regiões. Desse modo, o seu efeito total sobre toda a estrutura não é muito significativo, porque enquanto em algumas regiões há um aumento das pressões, em outras há redução. Pode-se, por isto, afirmar que as pressões devido às componentes de alta frequência do vento são fracamente correlacionadas ao longo da estrutura como um todo (Blessmann, 2005).

Em compensação, os valores muito baixos de frequência de turbulência estão sujeitos à relações $\lambda/h \gg 1$. Nessa situação os efeitos das pressões são notados em toda a estrutura ou em áreas de grandes dimensões, o que implica a formação de carregamentos consideráveis.

Conforme Ferreira (2008) outro fator determinante na eficiência da ação do vento em termos de produção de carregamentos significativos é a frequência natural da edificação. Edificações com frequência natural igual ou inferior a $1Hz$, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar uma importante resposta flutuante na direção do vento.

A maioria dos códigos e normas internacionais utilizam a aproximação do “fator de rajada”,

baseados na teoria “quase estática” para prever a resposta na direção longitudinal do vento (Lin et al., 2005). Contudo, esses procedimentos divergem no modo como caracterizam as condições do escoamento do ar e, portanto, nas suas influências nas respostas da estrutura.

Desta forma, é muito comum encontrarem-se divergências nos resultados obtidos por diferentes métodos para uma mesma edificação, sob as mesmas condições. Trein (2005) ainda cita um estudo comparativo conduzido por Zhou et al. (2002), onde, para uma mesma edificação, diferenças de até 47% foram obtidas nas respostas relativas aos momentos fletores na base devidas à ação dinâmica do vento e de até 69% nas acelerações no topo, tendo sido utilizadas recomendações de 5 normas diferentes.

4.1.2 - Resposta Transversal

A resposta transversal dos edifícios altos se origina a partir das forças que atuam na direção perpendicular à incidência do vento.

Os mecanismos que geram esses esforços na direção transversal ao vento são muito mais complexos, quando comparados aos que geram esforços na direção longitudinal. Ainda não existe um método analítico generalizado disponível para calcular a resposta de edifícios altos na direção transversal ao vento incidente. Isso provavelmente se concretiza pelo fato da existência de vários mecanismos de excitação que são frequentemente justapostos, (Oliveira, 2009).

Devido ao fato das edificações ficarem cada vez mais esbeltas e altas, frequentemente as vibrações provocadas pelo vento na direção transversal são bem mais importantes do que as vibrações longitudinais, principalmente, nas verificações dos estados limite de serviço, levando em consideração o conforto do usuário.

Ishizaki e Nishimura (1992) *apud* Trein (2005), afirmam que o desprendimento de vórtices é a principal causa de vibrações transversais nos edifícios altos. Este fenômeno é caracterizado pela libertação alternada de vórtices de um lado e do outro da edificação quando sujeita a um escoamento, provocando forças que atuam alternadamente na direção transversal do vento. Assim, quando a frequência de desprendimento de vórtices se aproxima ou entra em ressonância com a frequência natural dos edifícios, podem gerar respostas dinâmicas importantes.

Outro ponto importante, de acordo com Trein (2005), é na situação que as respostas longitudinais coincidem em magnitude com as respostas transversais. Na ocasião, o topo do edifício desloca-se numa trajetória elíptica, com os seus eixos ortogonais de dimensões similares, como pode ser visto na Figura 4.1(a). Na Figura 4.1(b), é possível observar a

trajetória das respostas de uma estrutura onde as respostas transversais são dominantes.

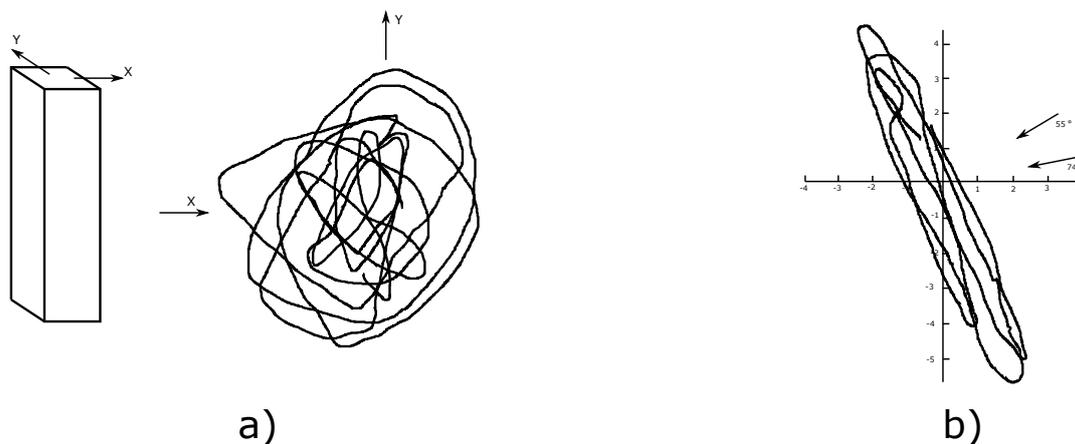


Figura 4.1 – a) Trajetória do topo de um edifício cujas respostas longitudinais e transversais se equivalem; b) Trajetória do topo de um edifício cuja resposta transversal é dominante (Trein, 2005).

Ainda que na maioria das normas de quantificação da ação do vento existam métodos de cálculo para considerar a ação transversal e assim obter as respostas das estruturas nesta direção, esses se mostram bastante simplificados quando se busca resultados mais realísticos.

4.1.3 - Resposta Torcional

Edifícios altos submetidos à ação do vento sofrem momentos torçores quando o ponto de aplicação da resultante instantânea das forças aerodinâmicas não coincide com o centro de massa e/ou com o centro elástico da estrutura. Ou seja, o movimento torcional é ocasionado pela distribuição instantânea não uniforme das pressões em cada face do edifício, devido às assimetrias arquitetônicas (geométricas) e/ou estruturais. Para Boggs, Hosoya e Cochran (2000) *apud* Oliveira (2009), a torção em edifícios altos se origina das seguintes causas: geometria do edifício, interferência da vizinhança e características dinâmicas da estrutura como, por exemplo, as assimetrias na força de sustentação induzidas pelo escoamento e a flutuação nas pressões na face de sotavento, causadas pelo desprendimento de vórtices.

A grande maioria das normas não apresenta prescrições para a quantificação de esforços de torção em edifícios. Normalmente esses códigos fornecem coeficientes de força apenas para o vento atuando perpendicularmente a cada uma das fachadas de edifícios de planta retangular, onde a força devida ao vento terá a mesma direção e sentido do vento médio. Até para esses casos, de acordo com Blessmann (1989), surgirão esforços de torção se o sistema estrutural não for simétrico ou se houver assimetria geométrica.

Ensaio realizados em túneis de vento têm mostrado que mesmo em um edifício prismático de

base retangular, ou até quadrada, com eixo de simetria torcional coincidindo com os eixos de simetria estrutural e geométrico, podem ocorrer esforços de torção significativos. Isto acontece para certas incidências oblíquas do vento médio. Porém, mesmo com o vento médio incidindo perpendicularmente a uma das faces, aparecem esforços de torção, devidos à turbulência do vento, que faz com que em um dado instante a distribuição de pressões seja assimétrica (Sartori, 2010).

4.2 - MÉTODO DO FATOR DE RAJADA

O método mais difundido para essa análise é o proposto por Davenport (1961b), que considera a ação dinâmica do vento turbulento através do método de fator de rajada. Este método foi desenvolvido a partir da solução da equação de movimento, Eq. 4.1, de um sistema de um grau de liberdade, Figura 4.2, no domínio da frequência com base na aplicação de conceitos estatísticos de processo aleatório estacionário à velocidade de vento para determinar seu valor de pico, admitindo distribuição de probabilidades de Gauss.

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = F(t) \quad (4.1)$$

Com m sendo a massa, c um coeficiente de amortecimento e k a rigidez da mola.

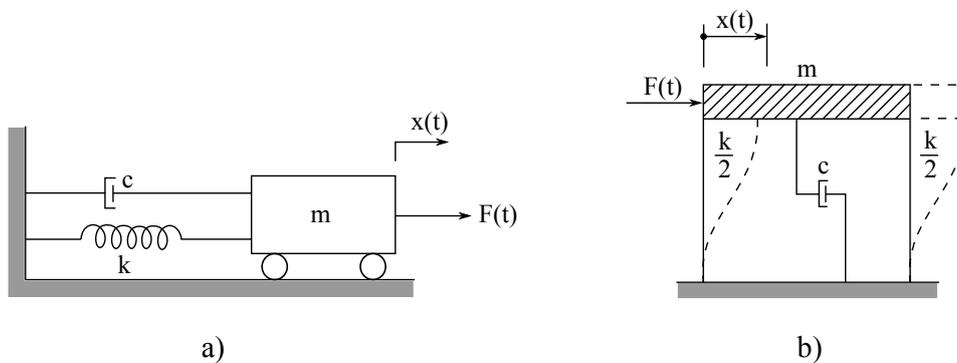


Figura 4.2 – Sistemas idealizados de um grau de liberdade. Modificado de (Clough e Penzien, 1995).

Onde $F(t)$ é a força de arrasto ao longo do tempo e constituída pela soma de uma componente média, $\bar{F}(t)$, com outra flutuante, $\hat{F}(t)$. De acordo com Holmes (2015) a relação entre a força flutuante de arrasto do vento em cada instante pode relacionar-se com as flutuações de velocidade de acordo com a Eq. 3.38, expressada na forma da Eq. 4.2.

$$\hat{F}^2(t) = [\rho_{ar} C_a A \bar{U}(z)]^2 u^2(t) \quad (4.2)$$

Agora rescrevendo a Eq. 3.37 na forma da Eq. 4.3.

$$\frac{2\overline{F}(t)}{\overline{U}} = \rho_{ar} C_a A \overline{U} \quad (4.3)$$

E substituindo na Eq. 4.2, tem-se a Eq. 4.4.

$$\widehat{F}^2(t) = \frac{4\overline{F}^2(t)}{\overline{U}^2} u^2(t) \quad (4.4)$$

4.2.1 - Espectro da Força

O uso da transformada de Fourier na Eq. 4.4 condicionará a análise no domínio da frequência com base em termos de densidade espectral, como descrito na Eq. 4.6.

$$\int_0^\infty S_F(f) df = \frac{4\overline{F}^2}{\overline{U}^2} \int_0^\infty S_u(f) df \quad (4.5)$$

Consequentemente:

$$S_F(f) = \frac{4\overline{F}^2}{\overline{U}^2} S_u(f) \quad (4.6)$$

Onde $S_F(f)$ representa o espectro da força de arrasto e $S_u(f)$ o espectro de potência das flutuações de velocidade.

Essa expressão, segundo Blessmann (2005), descreve a resposta de uma estrutura à flutuações muito lentas, ou seja, rajadas com comprimentos de onda muito maiores que a estrutura. Já quando se trata de estruturas cuja dimensões são grandes em relação à escala dos turbilhões, deve-se levar em conta a correlação espacial das pressões devidas ao vento em toda a área.

O autor ainda relata que os trabalhos de Davenport (1963) e Vickery (1965) e introduziram a função de admitância aerodinâmica, $\chi_a^2(f)$, na Eq. 4.6 para relacionar linearmente as funções densidades espectrais da força flutuante resultante, $S_F(f)$, e da componente longitudinal da velocidade flutuante do vento, $S_u(f)$. Essa relação é dada pela Eq. 4.7.

$$S_F(f) = \frac{4\overline{F}^2}{\overline{U}^2} \chi_a^2(f) S_u(f) \quad (4.7)$$

Os autores citados propuseram, através de fontes experimentais e teóricas, a Eq. 4.8 como definição matemática para a função de admitância aerodinâmica.

$$\chi_a^2(f) = \frac{1}{1 + \left[\frac{2f\sqrt{A}}{\overline{U}} \right]^{4/3}} \quad (4.8)$$

Sendo f a frequência das rajadas e \sqrt{A} a dimensão característica da estrutura. A Figura 4.3 apresenta curvas de variação de χ_a em função da frequência para diversos valores de \sqrt{A}/\bar{U} .

A partir das curvas da Figura 4.3 é visto que o valor de χ_a se reduz com o aumento da frequência associada às flutuações (turbilhões), levando em consideração uma estrutura de dimensão característica A (área) sob a ação de vento de velocidade média, $\bar{V}(\bar{U})$. Isto porque, de acordo com Blessmann (2005), os turbilhões de menores dimensões (que tem menores comprimentos de onda e, portanto, maiores frequências) não envolvem a estrutura como um todo, causando perda de correlação de pressões.

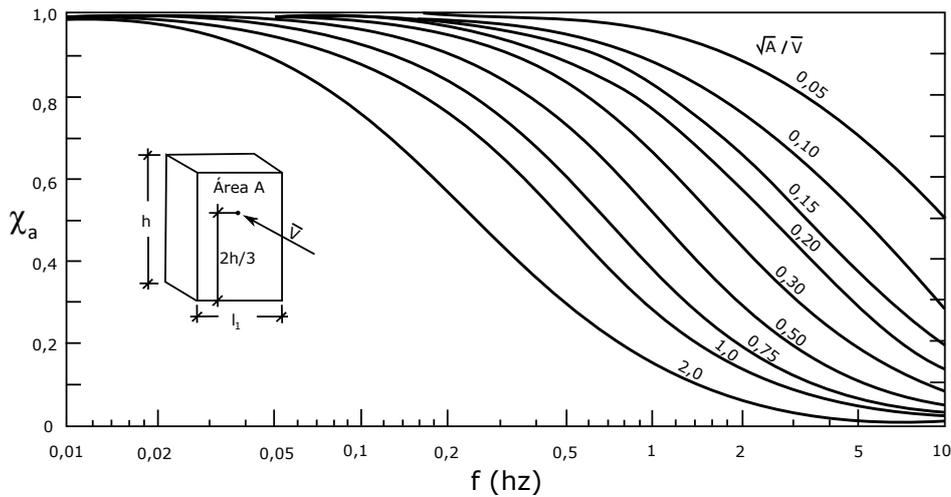


Figura 4.3 – Admitância aerodinâmica (Blessmann, 2005).

4.2.2 - Espectro da Resposta

A partir de uma análise estática linear, a relação entre a força de arrasto média \bar{F} e o deslocamento médio, \bar{X} , é função da rigidez da mola, como expõe a Eq. 4.9.

$$\bar{F} = k \bar{X} \quad (4.9)$$

A relação entre a função de densidade espectral dos deslocamentos, $S_x(f)$ relaciona-se com a função de densidade espectral de força, $S_F(f)$ de acordo com Holmes (2015), através da Eq. 4.10.

$$S_x(f) = \frac{1}{k^2} |H(f)|^2 S_F(f) \quad (4.10)$$

Onde $|H(f)|^2$ é a função de admitância mecânica, ou também chamada função de transferência, dada pela Eq. 4.11.

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{n}{n_1}\right)^2\right]^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{n}{n_1}\right)^2} \quad (4.11)$$

Com a frequência natural angular da estrutura dada por $n_1 = \sqrt{k/m} = 2\pi f_n$ em (rad/seg) e a taxa de amortecimento $\zeta = c/(2\sqrt{mk})$. Sendo n a frequência angular da excitação.

Ao substituir a Eq. 4.7 na Eq. 4.10, determina-se o espectro de deslocamento para um sistema de um grau de liberdade em uma estrutura de grandes dimensões de acordo com a Eq. 4.12.

$$S_x(f) = \frac{1}{k^2} |H(f)|^2 \frac{4\bar{F}^2}{\bar{U}^2} \chi_a^2(f) S_u(f) \quad (4.12)$$

Substituindo a Eq. 4.9 na Eq. 4.12 pode-se expressá-la em termos de deslocamento médio através da Eq. 4.13

$$S_x(f) = \frac{4\bar{X}^2}{\bar{U}^2} |H(f)|^2 \chi_a^2(f) S_u(f) \quad (4.13)$$

Integrando o espectro de deslocamento determina-se a variância do deslocamento flutuante, σ_x^2 , definido na Eq. 4.14.

$$\sigma_x^2 = \int_0^\infty S_x(f) df \quad (4.14)$$

A Figura 4.4 resume os principais conceitos do método. Na primeira linha da figura, as etapas de solução do problema no domínio do tempo são ilustradas: a determinação das flutuações de velocidade de vento em torno do valor médio a partir das quais se obtém as forças aerodinâmicas e finalmente com a solução da equação de movimento chega-se à resposta da estrutura.

Na segunda linha, estas etapas estão descritas no domínio da frequência, e na terceira linha têm-se as respectivas distribuições de probabilidade. No domínio da frequência, a determinação do espectro da força generalizada é obtida multiplicando-se o espectro de velocidade flutuante de vento pela chamada função de admitância aerodinâmica introduzida por Davenport e que leva em conta a correlação espacial das pressões na superfície exposta. O espectro da resposta é obtido por meio da função de admitância mecânica ou função de resposta em frequência.

4.2.3 - Fator de rajada - G

Com base no raciocínio das formulações apresentadas anteriormente foi desenvolvido o método adotado pela maioria dos regulamentos e códigos normativos para determinar a resposta na direção longitudinal do vento e denominado de “*gust loading factor*” ou fator de rajada.

Para determinar a variância dos deslocamentos flutuantes, ou seja, a área sob o espectro para todas as frequências, basta integrar a função de densidade espectral da resposta, substituindo a Eq. 4.13 na Eq. 4.14, obtendo a Eq. 4.15.

$$\sigma_x^2 = \frac{4\bar{X}^2 \sigma_u^2}{\bar{U}^2} \int_0^\infty |H(f)|^2 \chi_a^2(f) \frac{S_u(f)}{\sigma_u^2} df \quad (4.15)$$

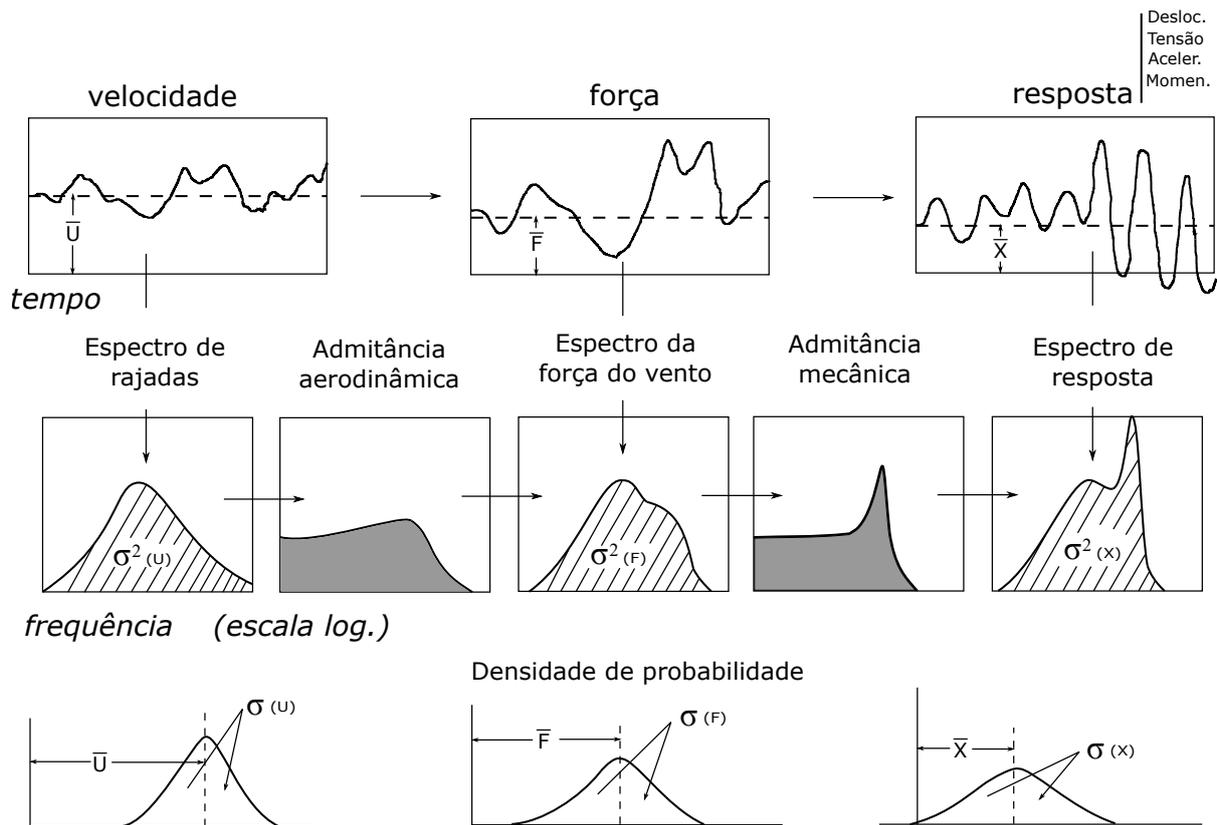


Figura 4.4 – Método probabilístico de Davenport. Modificado de (Davenport, 1967a).

Separando numa componente quase-estática, B , ou "background factor", e em outra ressonante, R , segundo Holmes (2015) pode-se rescrever a Eq. 4.15 na Eq. 4.16.

$$\sigma_x^2 \approx \frac{4 \bar{X}^2 \sigma_u^2}{\bar{U}^2} [B + R] \quad (4.16)$$

Onde B e R são definidos, respectivamente, pelas Eqs. 4.17 e 4.18.

$$B = \int_0^\infty \chi_a^2(f) \frac{S_u(f)}{\sigma_u^2} df \quad (4.17)$$

$$R = \chi_a^2(f_n) \frac{S_u(f_n)}{\sigma_u^2} \int_0^\infty |H(f)|^2 df \quad (4.18)$$

A área sob o gráfico função de densidade espectral da resposta flutuante fornece, como já se sabe, a variância das dessas flutuações, σ_x^2 , sendo o desvio padrão da resposta flutuante, σ_x , a raiz quadrada desse valor.

De acordo com Holmes (2015) área dessa função é adequadamente dividida em duas parcelas para o cálculo, como se vê na Figura 4.5. A porção do gráfico sub-ressonante corresponde à área B do espectro, já a porção ressonante compõe à área R da função. Sendo a resposta da área sub-ressonante considerada quase-estática, ela poderá ser quantificada a partir da integração do

próprio espectro da força de vento. Já a área da resposta ressonante terá que ser determinada levando-se em conta a magnitude do espectro de resposta na frequência f_r de ressonância.

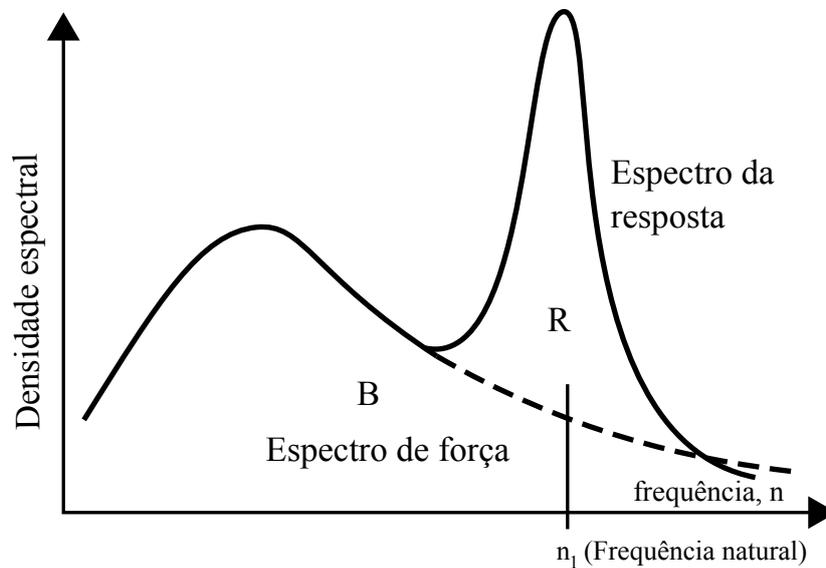


Figura 4.5 – Parcelas quase-estática, B , "background factor" e ressonante, R . Modificado de (Holmes, 2015).

O fator de rajada (*gust factor*), G é comumente aplicado à velocidade do vento e neste caso não é definido pelo quociente entre o valor máximo alcançado com a velocidade do vento durante um determinado período de tempo e o valor médio desta mesma grandeza, como mostra a Eq. 4.19.

$$G = \frac{X_{max}}{\bar{X}} \quad (4.19)$$

Sendo X_{max} a resposta máxima da estrutura definida na Eq. 4.20.

$$X_{max} = \bar{X} + \hat{X}_{max} \quad (4.20)$$

A resposta flutuante máxima, \hat{X}_{max} , é obtida através da Eq. 4.21.

$$\hat{X}_{max} = g \sigma_x \quad (4.21)$$

Sendo σ_x o desvio padrão do deslocamento e g o fator de pico da resposta na direção longitudinal do vento, dependente do intervalo de tempo da estimativa para qual é calculada a resposta máxima e da faixa de frequências escolhidas, é calculado pela Eq. 4.22.

$$g = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \quad (4.22)$$

Onde ν é a frequência efetiva da resposta igual, de modo conservador, à frequência natural da estrutura e T o intervalo de tempo para o qual o valor máximo pretende ser determinado.

A estimativa da resposta máxima ou de pico será determinada a partir do valor máximo do processo aleatório em função do desvio padrão, denominado valor RMS ("Root Mean Square").

Substituindo as Eqs. 4.16, 4.20, 4.21, e 4.22, determina-se a resposta de pico, dada pela Eq. 4.23

$$X_{max} = \bar{X} + 2g \bar{X} \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \sqrt{B + R} \quad (4.23)$$

E, portanto, pode-se determinar o fator de resposta máxima às rajadas, G , através da Eq. 4.24, substituindo a Eq. 4.23 na Eq. 4.19.

$$G = 1 + 2g I_u \sqrt{B + R} \quad (4.24)$$

Essa expressão, com as devidas alterações, é usada em muitos regulamentos normativos como estimativa da ação dinâmica na direção longitudinal do vento nas estruturas. O procedimento dessa estimativa consiste em calcular o valor de G para as coordenadas modais do primeiro modo de vibração da estrutura, assim é possível determinar todas as respostas, sejam elas em termos de esforços ou deslocamentos. Segundo Holmes (2015), esta aproximação resulta relativamente boa para os efeitos de solicitações em algumas estruturas, tais como momentos na base de um edifício alto.

4.3 - MÉTODO DE DAVENPORT

Na descrição de Davenport o vento natural é decomposto em duas partes: uma parte média e outra flutuante. Desse modo as estruturas estão submetidas a esforços estáticos, correspondentes à parte média do vento, e aos esforços dinâmicos, decorrentes da parte flutuante deste. A energia da resposta decorrente da parte flutuante do vento (resposta não ressonante, \tilde{r}_B , e resposta ressonante, \tilde{r}_R) – Figura 4.6 (A) – é distribuída com relação à frequência da forma mostrada pelo espectro da Figura 4.6 (B).

As respostas dinâmicas podem ser predominantemente não ressonantes, quando a maior parte da energia contida no espectro de potência da resposta está abaixo da menor frequência de vibração natural da estrutura (\tilde{r}_B), e podem ser predominantemente ressonantes, quando a parcela maior dessa energia contiver as frequências naturais de vibração da estrutura (\tilde{r}_R).

Davenport (1995b), através de linhas de influência $i_r(z)$, simplificou o cálculo para determinar o fator de rajadas de estruturas esbeltas ilustrado na Figura 4.7. O método, descrito a seguir, considera a variação dos coeficientes de arrasto, $C_a(z)$, da geometria do edifício, $\Phi_D(z)D_H$, de sua massa, $\Phi_m(z)m_H$, e do perfil da velocidade do vento, $\Phi_U(z)U_H$, ao longo da altura, assim com o índice de área exposta, $\phi(z)$.

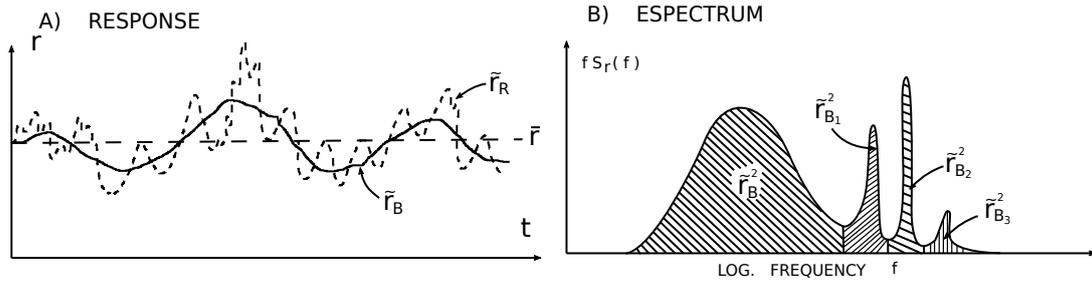


Figura 4.6 – (A) Resposta dinâmica da estrutura. (B) Espectro de potência das respostas da estrutura oriundo das rajadas de vento (Davenport, 1995b)

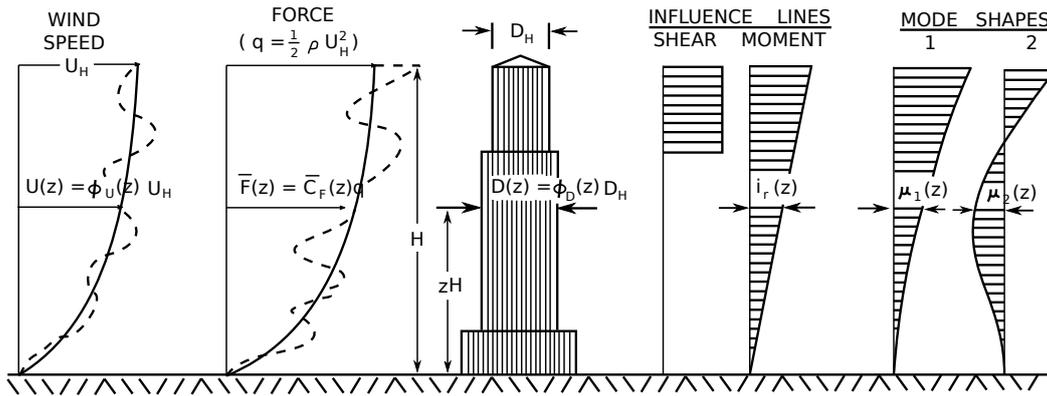


Figura 4.7 – Linhas de influência e modos de vibração em edifícios altos (Davenport, 1995a)

A força média do vento na estrutura a uma altitude normalizada, z , é dada pela Eq. 4.25.

$$\bar{F}(z) = [q_H D_H H] \phi(z) C_a(z) \Phi_U^2(z) \Phi_D(z) \quad (4.25)$$

Com a pressão dinâmica de referência no topo da estrutura dada pela Eq. 4.26. Onde ρ_{ar} é a densidade do ar e H a altura do edifício.

$$q_H = \frac{1}{2} \rho_{ar} U_H^2 \quad (4.26)$$

A resposta média é dada pela Eq. 4.27.

$$\bar{r} = \int_0^1 \bar{F}(z) i_r(z) dz = [q_H D_H H] \int_0^1 \phi(z) C_a(z) \Phi_U^2(z) \Phi_D(z) i_r(z) dz \quad (4.27)$$

A parte flutuante da força do vento é obtida a partir da Eq. 4.28.

$$\tilde{F}(z) = [q_H D_H H] C_a(z) \Phi_U(z) \Phi_D(z) 2I_u(z) \quad (4.28)$$

A intensidade da turbulência, $I_u(z)$, é definida, Eq. 4.29, pela razão do desvio padrão das

flutuações da velocidade, $\sigma_u(z)$, e a velocidade média do vento, $\bar{U}(z)$.

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u(z)}{\bar{U}(z)} \quad (4.29)$$

A resposta não ressonante é dada pela Eq. 4.30. Onde $L_u(z)$ é a escala de turbulência longitudinal do vento.

$$\tilde{r}_B = [q_H D_H H 2 I_u(z)] \left[1 + \left(\frac{H}{2L_u(z)} \right) \left(\frac{G_0}{G_\infty} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \int_0^1 \phi(z) C_a(z) \Phi_U(z) \Phi_D(z) i_r(z) dz \quad (4.30)$$

Sendo

$$\frac{G_0}{G_\infty} = \frac{\left[\int_0^1 \phi(z) C_a(z) \Phi_U(z) \Phi_D(z) i_r(z) dz \right]^2}{\int_0^1 \phi^2(z) C_a^2(z) \Phi_U^2(z) \Phi_D^2(z) i_r^2(z) dz} \quad (4.31)$$

A resposta ressonante do modo j é dada pela Eq. 4.32. Onde ζ_{est} é o coeficiente de amortecimento estrutural da edificação.

$$\tilde{r}_{R_j} = \left[\frac{\pi f_j S_{GF_j}(f_j)}{4 (\zeta_{est} + \zeta_{aer})} \right]^{\frac{1}{2}} \frac{\int_0^1 \Phi_m(z) \mu_j(z) i_r(z) dz}{\int_0^1 \Phi_m(z) \mu_j^2(z) dz} \quad (4.32)$$

Onde o coeficiente de amortecimento aerodinâmico é obtido pela Eq. 4.33.

$$\zeta_{aer} = \frac{\int_0^1 A(z) \mu_j^2(z) dz}{4\pi f_j m_H \int_0^1 \Phi_m(z) \mu_j^2(z) dz} \quad (4.33)$$

Sendo

$$A(z) = \rho U_H \phi(z) D_H C_a(z) \Phi_U(z) \Phi_D(z) \quad (4.34)$$

Com o espectro de força generalizado $f_j S_{GF_j}(f_j)$ dos j modos μ_j , associados às frequências naturais f_j da estrutura, dado pela Eq. 4.35. Onde o coeficiente de decaimento C varia, geralmente, de 6 a 10 conforme Carril (2000).

$$f_j S_{GF_j}(f_j) = [q_H D_H H]^2 4 I_u^2 \frac{2}{C} \left[\frac{U_H}{f_j H} \right]^{\frac{5}{3}} 0.045 \int_0^1 [\phi^2(z) C_a^2(z) \Phi_U^{\frac{11}{3}}(z) \Phi_D^2(z) \mu_j^2(z)] z^{-\frac{2}{3}} dz \quad (4.35)$$

A resposta total (valor de pico) da estrutura é calculada pela Eq. 4.36.

$$\hat{r} = \bar{r} + g\tilde{r} \quad (4.36)$$

Onde o desvio padrão ou resposta flutuante, σ_u , reescrito aqui como \tilde{r} , é definido pela Eq. 4.37.

$$\tilde{r} = \sqrt{\tilde{r}_B^2 + \sum \tilde{r}_{R_j}^2} \quad (4.37)$$

Finalmente o fator de rajada, determinado na técnica de separação da resposta, é dado pela Eq. 4.38.

$$G = \frac{\hat{r}}{\bar{r}} = 1 + \frac{g}{\bar{r}} \sqrt{\tilde{r}_B^2 + \tilde{r}_R^2} \quad (4.38)$$

Onde o fator de pico, deduzido por Davenport (1967a) a partir de uma distribuição de probabilidade gaussiana, é calculado pela Eq. 4.22 e rescrito aqui na Eq. 4.39.

$$g = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \quad (4.39)$$

Onde T é o intervalo de tempo da estimativa e ν a frequência efetiva de resposta, Eq. 4.40.

$$\nu = f_j \sqrt{\frac{\tilde{r}_R^2}{\tilde{r}_B^2 + \tilde{r}_R^2}} \quad (4.40)$$

4.4 - TÉCNICAS EM TÚNEL DE VENTO

Na determinação das forças médias e flutuantes de vento os ensaios em modelos reduzidos em túnel de vento constituem o método mais utilizado quando se deseja encontrar as respostas em termos de deslocamentos e esforços dos edifícios altos. As três principais técnicas aplicadas nesses ensaios é o modelo com balança aerolástica, a HFPI: “*High Frequency Pressure Integration*” e a HFBB: “*High Frequency Base Balance*”.

Será aqui apresentado um resumo das técnicas supracitadas, baseado em Irwin et al. (2013), também citado por Algaba (2016), Vanin (2011), Sartori (2010), entre outros.

4.4.1 - Balança Aerolástica

Bases flexíveis são utilizadas em ensaios de túnel de vento para a modelagem aeroelástica de edifícios altos, tomando como base os dois primeiros modos de vibração (flexão segundo dois eixos ortogonais). O fundamento do processo é a linearidade da forma modal, causado pela predominância da deformação por corte em relação à deformação por flexão, nos primeiros modos de vibração, (Sartori, 2010).

As outras técnicas que ainda serão mencionadas (HFPI e HFBB) fazem uso de modelos rígidos para medir esforços em sua base e pressões ao longo da superfície, porém não medem as deformações. A vantagem nos modelos aerolásticos é sua deformação, medindo a resposta em deslocamentos e acelerações. Esse tipo de modelo sofre efeitos aerolásticos causados pela interação fluido-estrutura, como são o amortecimento aerodinâmico, o desprendimento de vórtices, o martelamento ou o galope.

As escalas utilizadas nos modelos aerolásticos devem ser projetadas conforme a teoria da semelhança física para que se possa representar a estrutura real em termos de: comprimento, massa, momento de inércia, frequência, tempo, velocidade, aceleração, força, momento e amortecimento. E a partir disso processar os deslocamentos no modelo e estimar as respostas na estrutura real.

O modelo do tipo “*stickmodel*” denominado balança dinâmica de três graus de liberdade (*BD3GDL*) desenvolvido por Oliveira (2009) e ilustrado na Figura 4.8 é um modelo rígido acoplado a uma balança dinâmica de três graus de liberdade para representar as frequências fundamentais da estrutura e formas modais lineares.

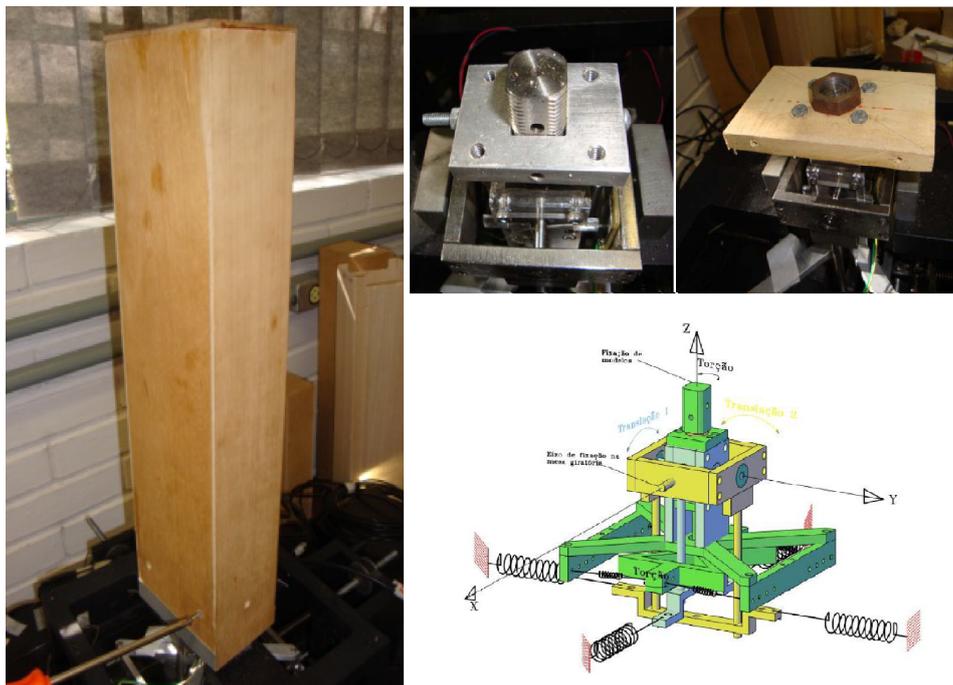


Figura 4.8 – Modelo e balança dinâmica de 3 graus de liberdade BD3GDL. Modificado de (Oliveira, 2009).

4.4.2 - *High Frequency Pressure Integration – HFPI*

Este método utiliza o modelo reduzido de alta frequência (rígido) onde são instalados transdutores de pressão em suas faces como indica a Figura 4.9. A partir dos anos de 1990 foram desenvolvidos sistemas de aquisição de registros com grande frequência de digitalização, tornando capaz de registrar pressões em centenas de pontos simultaneamente, isso tornou a utilização da técnica viável nos ensaios. A cada tomada de pressão é relacionada a área contribuinte. Diante de amostras de pressões em tempo real pode-se determinar numericamente no domínio do tempo as forças médias, as forças quase-permanentes e as forças modais associadas a cada modo de vibração da estrutura.

Uma característica vantajosa do método de integração de pressões é se obter a variação das forças aerodinâmicas e do momento torçor ao longo da altura da estrutura, e não somente na base, proporcionando mais precisão no cálculo do torçor, bem como a excitação de múltiplos modos de vibração. A limitação do método está na forma que o modelo deve ter, apresentando superfícies mais ou menos lisas, sem rugosidades em sua arquitetura que afete significativamente na turbulência do escoamento ao redor do modelo.

As pressões de cada tomada registradas ao longo do tempo são processadas para se determinar as forças médias e flutuantes modais. Estas últimas são aplicadas ao modelo teórico para determinação das respostas.



Figura 4.9 – Modelo reduzido com tomadas de pressões usando a técnica HFPI (Tse et al., 2009).

4.4.3 - High Frequency Based Balance – HFBB

Denominado método “*high frequency based balance*” (HFBB), conhecido também como “*high frequency force balance*” (HFFB) ou ainda como “*high frequency balance*” (HFB), fundamenta-se no ensaio de um modelo reduzido rígido com sua base fixada a uma balança de força ultrasensível que quantifica diretamente os esforços solicitantes em termos de forças cortantes e momentos fletores e torsor na sua base ao longo do tempo nos três eixos, por meio de “*strain gauge*” ou outro mecanismo piezoelétrico.

Tomando o primeiro modo de vibração da estrutura como sendo linear, caracterizando-o do tipo pendular, como sendo o necessário para as respostas, o momento fletor flutuante medido será proporcional à forma modal associada ao primeiro modo, $p_1(t)$, como mostrado na Figura 4.10(c). Essa medição da força modal possibilita que se determine uma solução para a

equação de movimento do sistema de um grau de liberdade no domínio da frequência gerando as respostas em termos de deslocamento, sendo desprezado o amortecimento aerodinâmico.

O método é chamado *high frequency* devido à frequência natural do conjunto modelo-balança ser bem mais alta do que a frequência natural da estrutura real. Com isso o sinal registrado dos esforços não é contaminado por efeitos ressonantes do modelo. A necessidade de um modelo leve e rígido está em contraste com um modelo aeroelástico, que seria cuidadosamente projetado para vibrar como a estrutura real vibraria.

A principal vantagem do método HFBB é que os modelos são rápidos, fáceis e econômicos de construir, além que a base é reciclada para outros projetos.

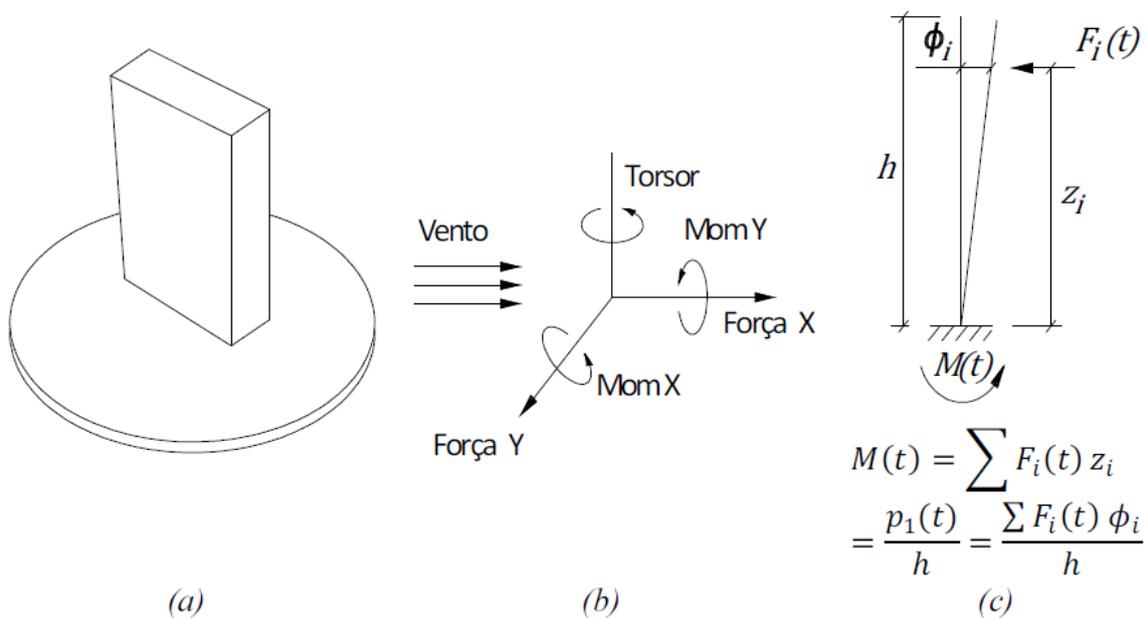


Figura 4.10 – a) Esquema do modelo HFBB. b) Forças medidas na base. c) Forma modal linear e relação entre $M(t)$ e $p_1(t)$ (Tschanz e Davenport, 1983 *apud* Algaba, 2016).

5 - RESULTADOS DE PESQUISAS EXPERIMENTAIS

Os métodos teóricos abordados nessa dissertação foram aplicados em um modelo padrão denominado *CAARC Standard Tall Building*, assim como no modelo chamado *Basic Building*, bastante similar ao primeiro. A vantagem da escolha desses modelos é a disponibilidade na literatura técnica de resultados experimentais em túnel de vento.

Nessa seção serão descritos esses dois modelos de edifício utilizados nos ensaios experimentais, descrevendo suas características geométricas e propriedades dinâmicas. Também serão apresentados os resultados encontrados nas pesquisas referenciadas que servirão como método de validação dos procedimentos teóricos utilizados nessa pesquisa.

5.1 - CAARC STANDARD TALL BUILDING MODEL

O *CAARC Standard Tall Building* é um modelo padrão de edifício alto utilizado para a comparação de ensaios de simulação do vento natural em túneis de vento, além de ser bastante utilizado em modelagens computacionais. O modelo representa uma edificação hipotética, idealizada no ano de 1969 a partir de um evento do *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council Coordinators in the Field of Aerodynamics*, tendo como meta estabelecer um meio comparativo entre as diferentes técnicas de ensaios que estavam sendo utilizadas em vários túneis de vento até então (Melbourne, 1980).

Este edifício padrão desempenha a função de comparações de respostas dinâmicas e de medidas de pressões nas fachadas sob ação do vento simulado. Esse papel dado ao modelo objetivaria o progresso de melhores técnicas experimentais, além de proporcionar maior credibilidade ao grande volume de dados extraídos dos testes que estavam sendo obtidos experimentalmente.

De acordo com Melbourne (1980) até 1975, ano em que ocorreu a *5th International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures*, cinco centros de pesquisa haviam realizados medições com o CAARC e os resultados, tanto para ensaios de pressões quanto para ensaios dinâmicos, apresentaram diferenças consideradas pequenas. Naquele momento, ficou acertado que após alguns ajustes, estes dados serviriam de referência para que outros pesquisadores pudessem calibrar as suas metodologias.

As edificações modernas possuem geometrias fora de padrões convencionais, o que modifica as repostas às ações do vento. Contudo, Thepmongkorn et al. (2002) afirmaram que a grande

maioria dos edifícios altos possuem concepção geométrica semelhantes à geometria prismática regular do CAARC *Standard Tall Building*, possibilitando a obtenção de resultados realísticos em ensaios em túnel de vento com este modelo padrão.

5.1.1 - Geometria e Propriedades Dinâmicas

O CAARC Standard Tall Building tem o seu formato especificado como um prisma retangular, o topo do edifício é horizontal, plano e sem parapeitos. As paredes externas também são planas, sem quaisquer detalhes geométricos, apresentando as seguintes especificações:

- Massa específica: $160kg/m^3$;
- Massa total: 40776, 26t, linearmente distribuída;
- Amortecimento: 1% nas duas direções;
- Rigidez rotacional: $K_{\theta_x} = 723GNm/rad$ e $K_{\theta_y} = 729GNm/rad$;
- Frequência natural: $f_x = 0,20Hz$, $f_y = 0,20Hz$ e $f_\theta = 0,30Hz$;

Apenas os modos fundamentais de vibração para as direções X e Y são considerados e suas formas modais são consideradas lineares. A Figura 5.1 mostra uma perspectiva do prédio com suas dimensões.

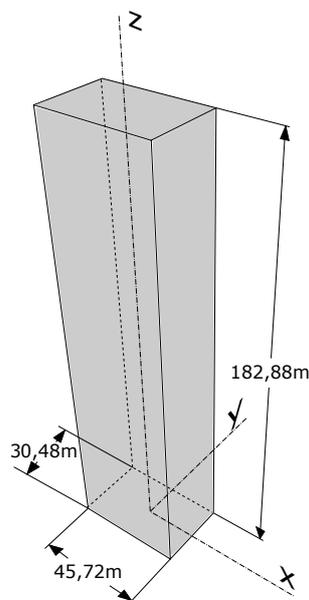


Figura 5.1 – Geometria do CAARC Standard Tall Building.

5.2 - BASIC BUILDING

Foi na reunião da “12th International Conference on Wind Engineering” que deu-se início ao projeto intitulado de “International HFBB Comparison Project”. A elaboração desse projeto teve como principal objetivo a obtenção de um meio avaliativo para comparação dos resultados produzidos em inúmeros túneis de vento de laboratórios do mundo, sejam eles de universidades ou de empresas.

A proposta do projeto consistia no uso de dois modelos de prédios submetidos a ação do vento com três velocidades diferentes, utilizando a técnica experimental HFBB “High Frequency Based Balance” para a estimativa dos resultados (Holmes e Tse, 2014). Os dois modelos utilizados nesse projeto foram o *Basic Building* e o *Advanced Building*, onde apenas o primeiro será estudado nesse trabalho.

5.2.1 - Geometria e Propriedades Dinâmicas

O modelo de edifício alto *Basic Building* se assemelha ao edifício padrão do CAARC. Houve apenas modificações nas dimensões com adaptação para metros fazendo com que suas frequências naturais tivessem pequenas alterações em relação às do CAARC.

Esse modelo apresenta as seguintes especificações:

- Massa específica: $160\text{kg}/\text{m}^3$;
- Massa total: 38880t , linearmente distribuída;
- Amortecimento: 1% e 2,5% nas duas direções;
- Frequência natural: $f_x = 0,23\text{Hz}$, $f_y = 0,20\text{Hz}$ e $f_\theta = 0,40\text{Hz}$;

Apenas os modos fundamentais de vibração em flexão para as direções X e Y e torção possuem formas modais lineares e estão desacoplados entre eles. A Figura 5.2 mostra uma perspectiva do prédio com suas dimensões.

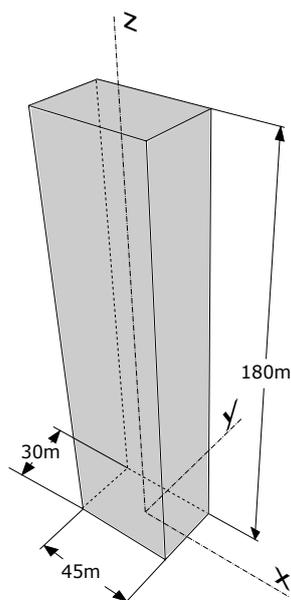


Figura 5.2 – Geometria do Basic Building.

5.3 - RESULTADOS DE OLIVEIRA (2009)

O modelo utilizado por Oliveira (2009) em sua tese de doutorado foi confeccionado de forma a ser uma casca rígida em madeira compensada de pinho, possuindo as seguintes dimensões: $112,50\text{mm}$ por 75mm de base e 450mm de altura. A fixação do modelo à balança *BD3GDL* foi feita através de uma chapa de 10mm de espessura de marfim arana embutida no modelo, $41,65\text{mm}$ acima da base, e aparafusada nas chapas laterais do modelo com 2 parafusos autoatarraxantes por face. A Figura 4.8 ilustra o modelo do *CAARC Standard Tall Building* utilizado nos ensaios com a *BD3GDL*.

O autor simulou um vento turbulento através do perfil potencial, Eq. 3.3, em que z_r foi considerado no topo do modelo/protótipo, o expoente $p = 0,34$ foi determinado por medições no túnel de vento, com a intensidade longitudinal da turbulência $I_u = 0,071$ e com escala da componente longitudinal da turbulência $L_u = 0,28\text{m}$.

Nos ensaios foram testadas 16 velocidades de vento para ângulo 0° , variando de $1,5\text{m/s}$ a $14,1\text{m/s}$ dentro do túnel de vento, e para a posição vento a 90° , para a qual foram testadas apenas 13 velocidades com máxima de $11,6\text{m/s}$ dentro do túnel de vento. A aquisição dos dados dos sensores ópticos de posição foi realizado durante 74s .

Na Figura 5.3 (a – c) encontra-se os parâmetros fundamentais do vento simulado no túnel de vento, onde a) indica a velocidade média considerada na cota de referência (450mm) no eixo longitudinal do túnel; b) é a intensidade (I_1) da componente longitudinal da turbulência no nível do topo do modelo, 450mm , é aproximadamente $7,1\%$; e c) é a macroescala da componente longitudinal da turbulência.

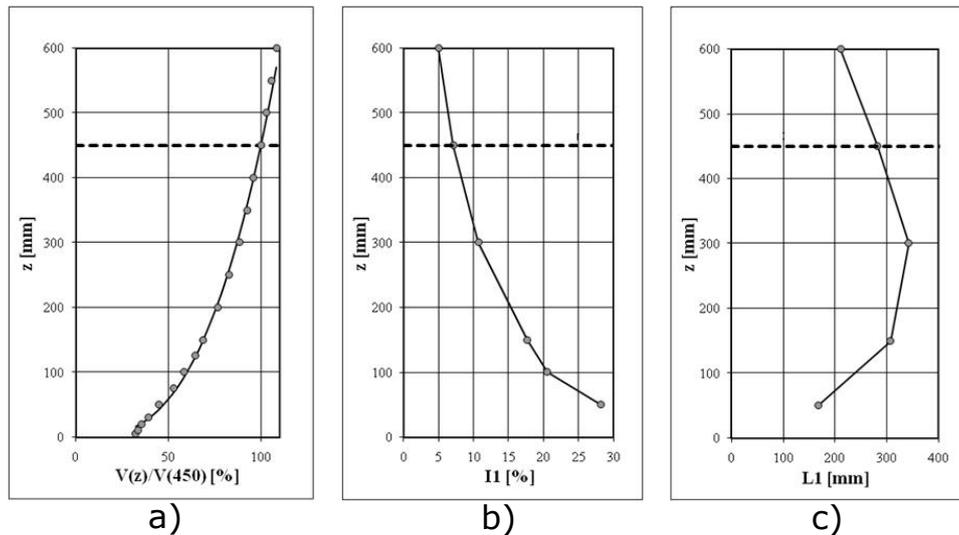


Figura 5.3 – Características do vento simulado: (a) perfil vertical de velocidades; (b) intensidade da componente longitudinal da turbulência; (c) macroescala da componente longitudinal da turbulência (Oliveira, 2009).

Nas Figuras 5.4 e 5.5 estão os resultados encontrados por Oliveira (2009). Os gráficos apresentam as respostas do modelo sob a ação do vento em termos de deslocamentos médios, máximos e desvios padrões normalizados no topo, considerando a taxa de amortecimento de 1% do CAARC em suas direções X e Y da Figura 1.1 ou, respectivamente, a 90° e 0° da incidência do vento.

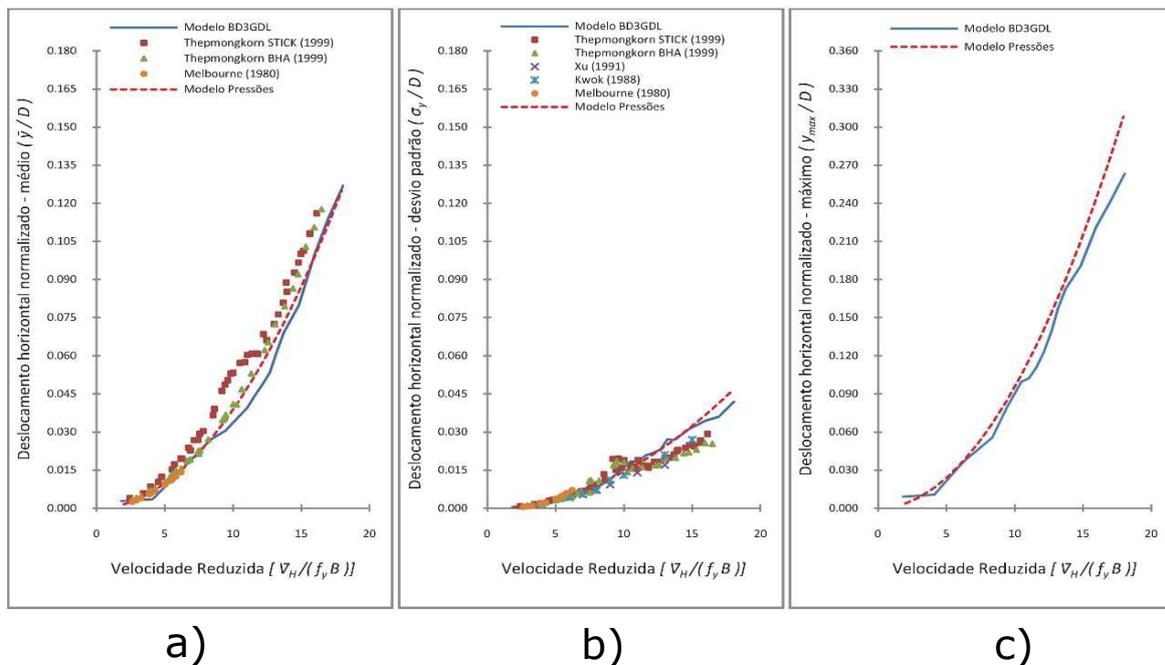


Figura 5.4 – Deslocamentos horizontais normalizados no topo do modelo na direção Y e vento a 0° : a) médio, b) desvio padrão e c) máximo (maior deslocamento absoluto) (Oliveira, 2009).

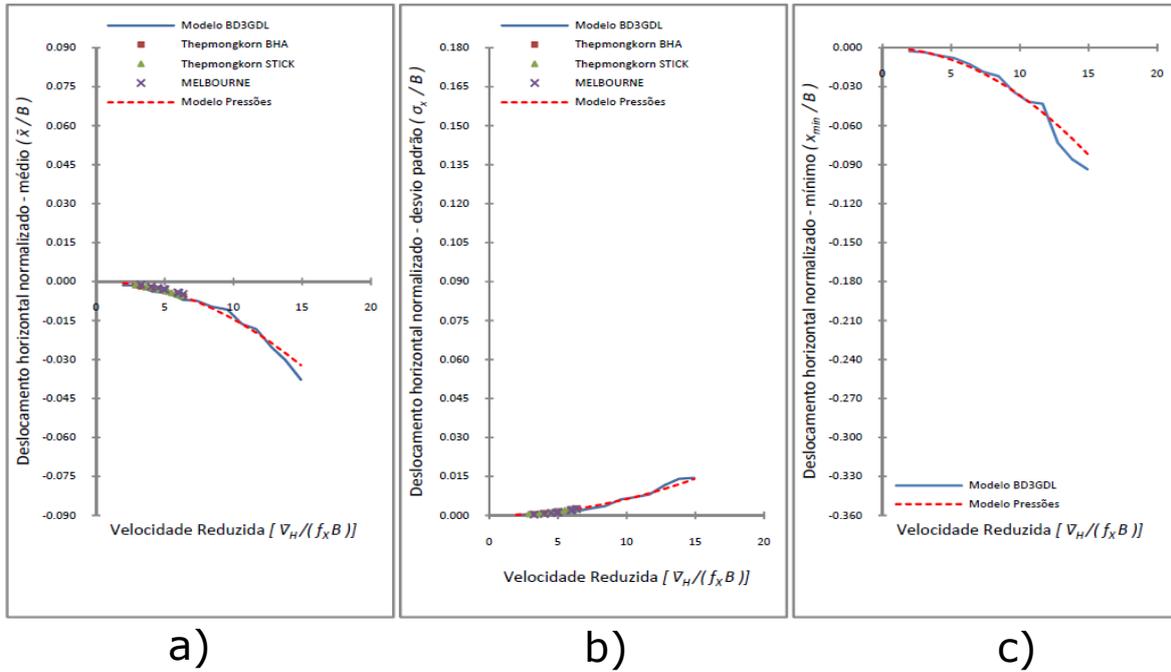


Figura 5.5 – Deslocamentos horizontais normalizados no topo do modelo na direção X e vento a 90° : a) médio, b) desvio padrão e c) máximo (maior deslocamento absoluto) (Oliveira, 2009).

Os gráficos apresentam as curvas dos resultados obtidos por Oliveira (2009) com as técnicas da balança aerolástica (modelo BD3GDL) e pelo método HFPI (modelo de pressões). O autor também adicionou aos gráficos resultados da literatura com o objetivo de validar as técnicas experimentais utilizadas no ensaio através de uma análise comparativa.

Pode-se observar que tanto os deslocamentos quanto a variação das velocidades foram apresentados de forma normalizadas, portanto, para a confecção gráfica, os resultados dos métodos teóricos deverão ser aplicados às relações de normalização descritas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Relações para valores normalizados dos resultados.

Velocidade Reduzida	Deslocamentos Normalizados	Desvio Padrão Normalizado
$\frac{\bar{U}}{f_X B}$	$\frac{x}{D_X}$	$\frac{\sigma_x}{D_X}$
$\frac{\bar{U}}{f_Y B}$	$\frac{y}{D_Y}$	$\frac{\sigma_y}{D_Y}$

Onde \bar{U} é a velocidade média no topo da estrutura, f_X e f_Y são as frequências naturais da estrutura na direção considerada, B é a maior dimensão em planta da estrutura, x e y são os deslocamentos na direção considerada, D_X e D_Y são as dimensões em planta da estrutura na direção considerada e σ_x e σ_y os desvios padrões dos deslocamentos flutuantes na direção considerada.

5.4 - RESULTADOS DO IAWE (2012)

Os parâmetros do vento simulado proposto pelo projeto "*International HFBB Comparison Project*", retirados do IAWE (2012a), apresentam as seguintes características:

- Densidade do ar: $\rho_{ar} = 1,2 \text{ kg/m}^3$;
- Comprimento de rugosidade: $z_o = 0,2 \text{ m}$;
- Parâmetro que depende da rugosidade do terreno: $p = 0,25$;
- Intensidade longitudinal de turbulência no topo: $I_u = 0,143(\pm 10\%)$;
- Comprimento de escala da turbulência longitudinal: $L_u = 175 \text{ m}(\pm 20\%)$.

Os ensaios serão realizados em simulações para ventos com velocidades médias de 20, 30 e 40 m/s medidas no topo do edifício. De acordo com Tse (2015) *apud* Algaba (2016) essas velocidades se associam ao período de $T = 3600 \text{ s}$.

Nas Figuras 5.6 até 5.9 estão os resultados obtidos no IAWE (2012b) dos ensaios com o *Basic Building*. Os gráficos apresentam as respostas do modelo sob a ação do vento em termos de momentos médios e flutuantes (mínimos e máximos) em função da variação dos ângulos de incidência do vento. Aqui serão mostrados apenas os resultados considerando a velocidade média de topo de $\bar{U} = 30 \text{ m/s}$ e com taxa de amortecimento de $\zeta = 1\%$.

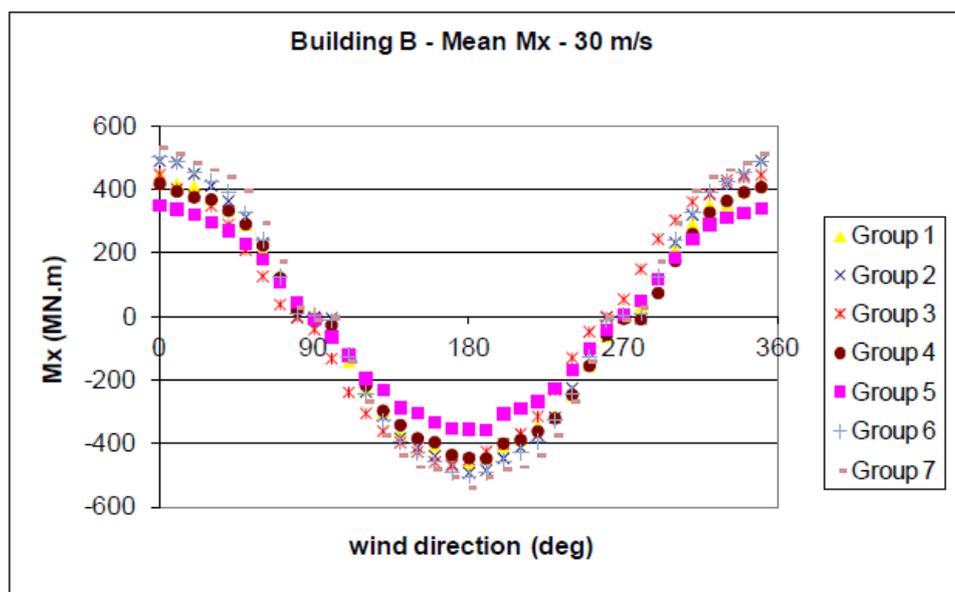


Figura 5.6 – Momento médio na base M_x (IAWE, 2012b).

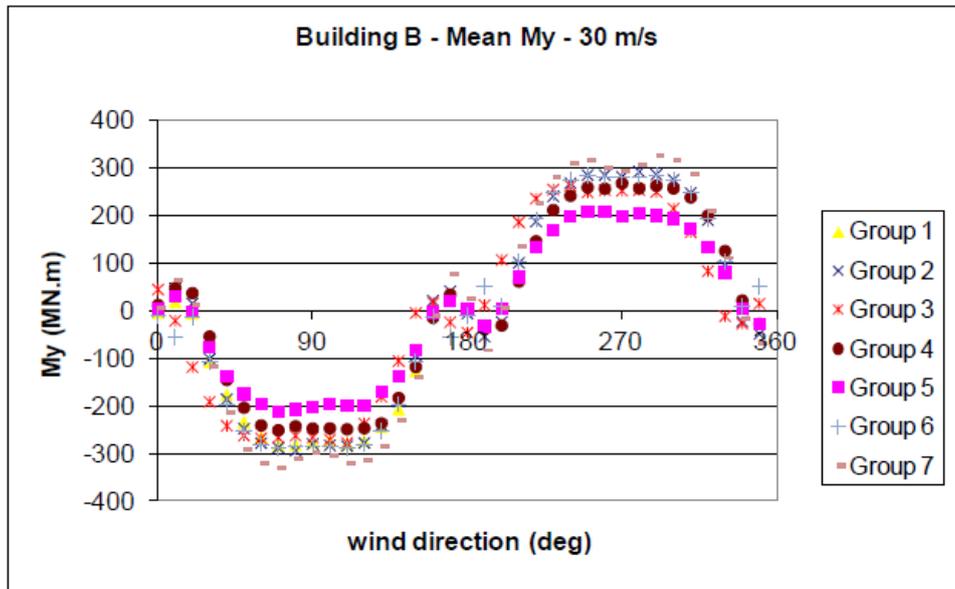


Figura 5.7 – Momento médio na base M_y (IAWE, 2012b).

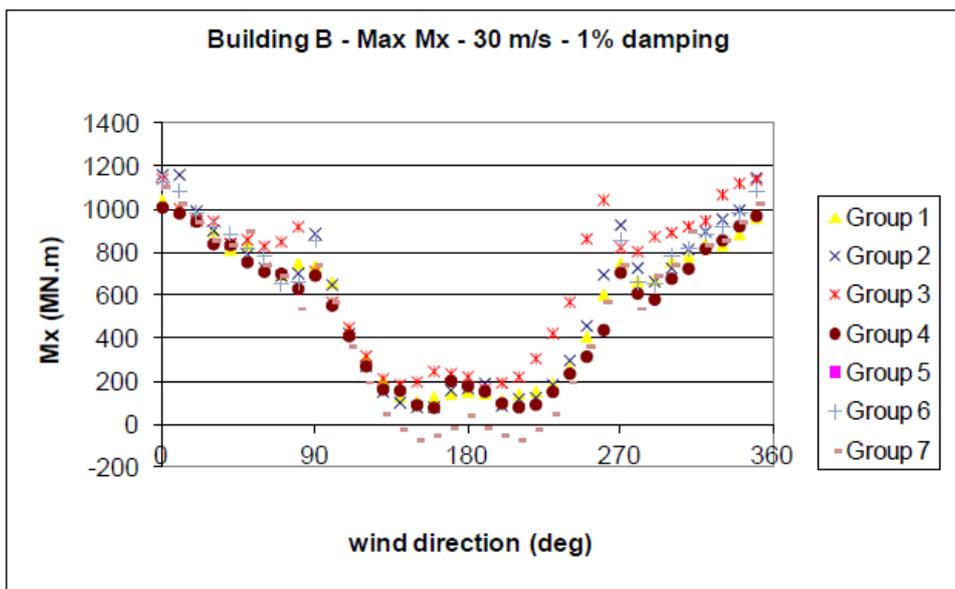


Figura 5.8 – Momento máximo na base M_x (IAWE, 2012b).

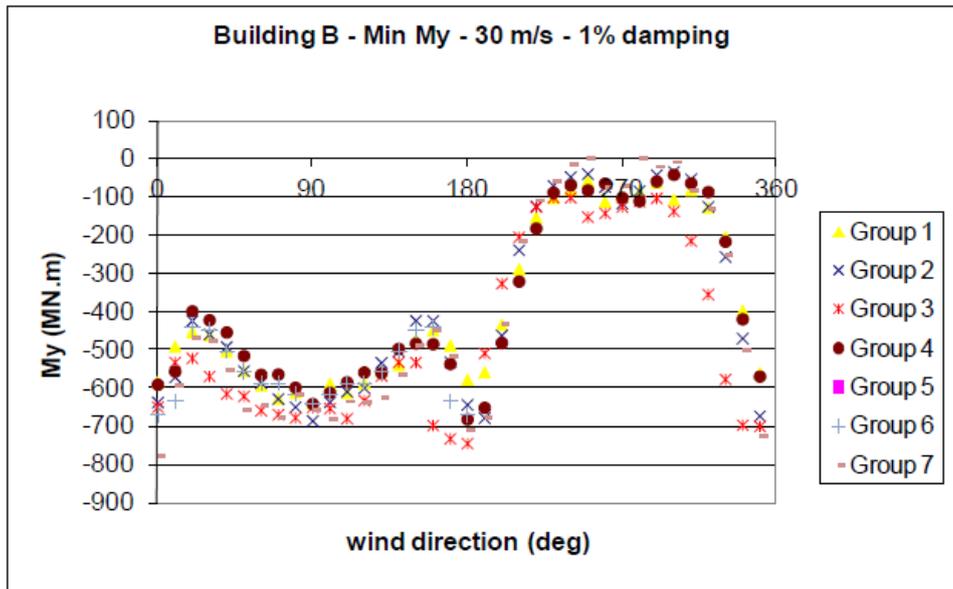


Figura 5.9 – Momento mínimo na base M_y (IAWE, 2012b).

5.5 - RESULTADOS DE VIEIRA (2016)

Em seus ensaios Vieira (2016) utilizou a mesa M-II do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann, considerando um vento do tipo deslizante e turbulento com perfil potencial, Eq. 3.3, em que z_r foi considerado no topo do modelo/protótipo, o expoente $p = 0,23$ foi determinado por medições no túnel de vento, com a intensidade longitudinal da turbulência $I_u = 0.0387$ e com escala da componente longitudinal da turbulência $L_u = 0,20m$.

Diferentemente de Oliveira (2009) que variou a velocidade do vento nos ensaios, Vieira (2016) obteve todos seus resultados mediante uma única velocidade igual a $\bar{U} = 30m/s$ no topo do modelo.

Na Figura 5.10 (a – c) encontra-se os parâmetros fundamentais do vento simulado no túnel de vento, onde a) é a velocidade média considerada na cota de referência (450mm) no eixo longitudinal do túnel; b) é a intensidade (I_1) da componente longitudinal da turbulência no nível do topo do modelo, 450mm, é aproximadamente 3,9%; e c) é a macroescala da componente longitudinal da turbulência.

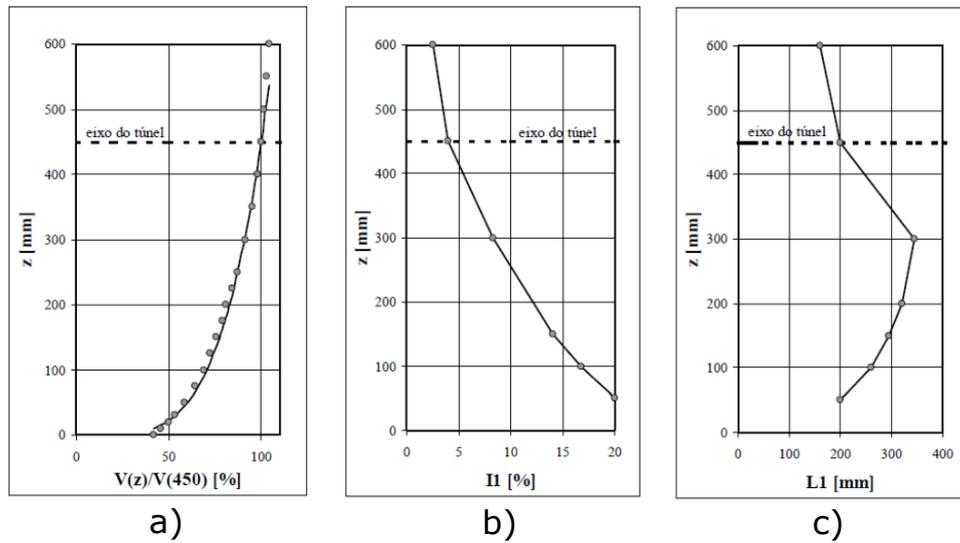


Figura 5.10 – Características do vento simulado: (a) perfil vertical de velocidades; (b) intensidade da componente longitudinal da turbulência; (c) macroescala da componente longitudinal da turbulência (Vieira, 2016).

A partir das tomadas de pressão no CAARC Standard Tall Building durante a realização dos ensaios, foram determinados os coeficientes de força nas direções dos eixos X e Y e os coeficientes de momento fletor na base em torno dos eixos X e Y , variando os ângulos de incidência do vento. Os resultados são apresentados, respectivamente, nas Figuras 5.11 e 5.12.

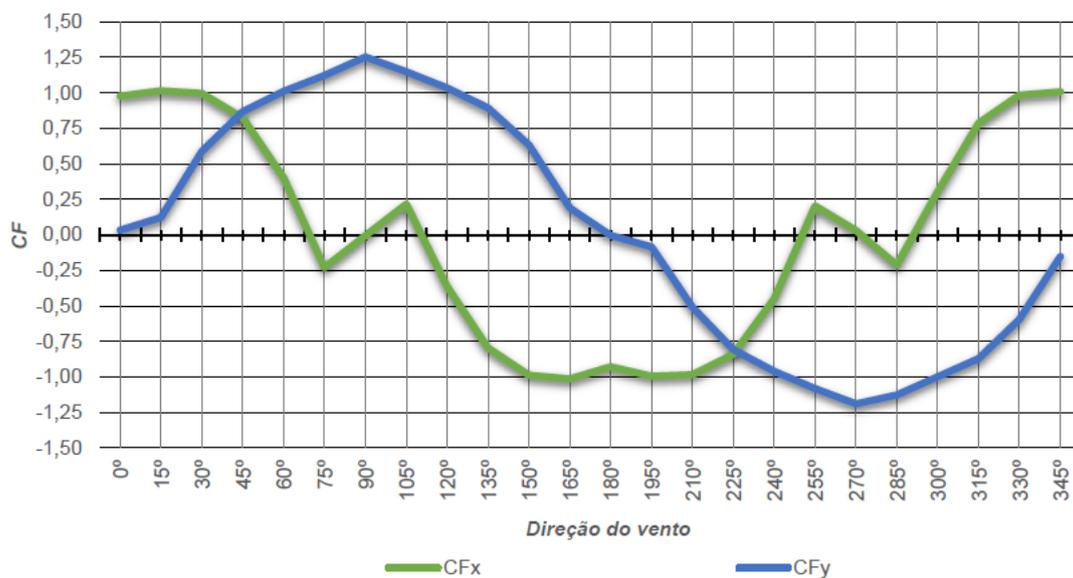


Figura 5.11 – Coeficiente de força na direção dos eixos X e Y (Vieira, 2016).

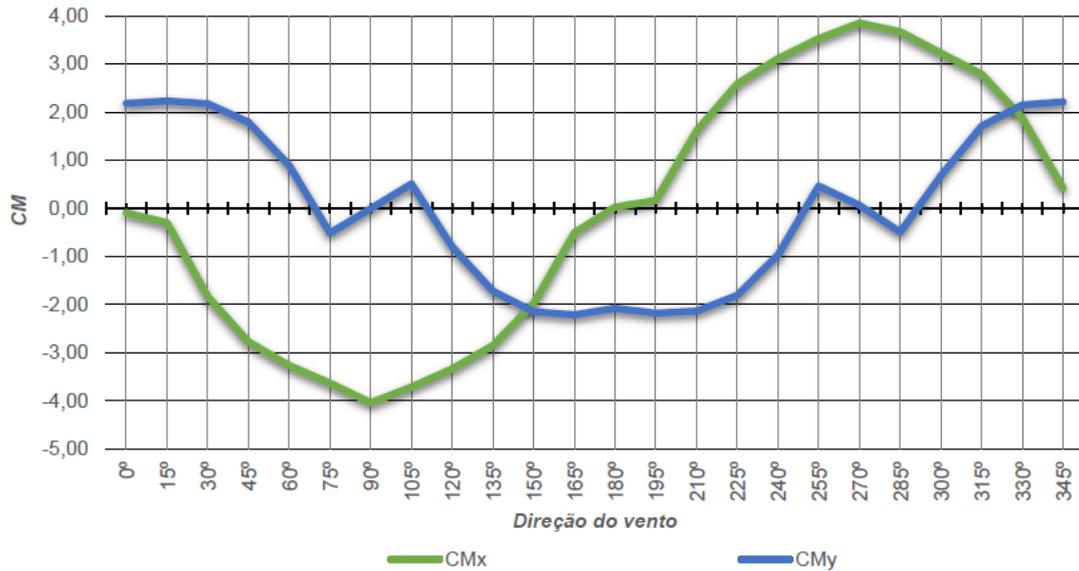


Figura 5.12 – Coeficientes de momento fletor em torno dos eixos X e Y (Vieira, 2016).

É válido destacar que os valores publicados no trabalho desse autor são para as respostas médias das solicitações máximas na base do modelo, dessa forma não há registros publicados das respostas flutuantes nem ao longo da altura do edifício, apesar desses valores terem sido computados.

Como as respostas das solicitações foram dadas em termos de coeficientes, será necessário, portanto, para a confecção gráfica dos resultados dos métodos teóricos, a aplicação das Eqs. 5.1 e 5.2, para o cálculo das forças cortantes e das Eqs. 5.3 e 5.4, para determinar os momentos fletores.

$$C_{F_x} = \frac{F_x}{q B_y H} \quad (5.1)$$

$$C_{F_y} = \frac{F_y}{q B_x H} \quad (5.2)$$

$$C_{M_x} = \frac{M_x}{q B_x B_y H} \quad (5.3)$$

$$C_{M_y} = \frac{M_y}{q B_x B_y H} \quad (5.4)$$

Onde C_{F_x} e C_{F_y} são os coeficiente de força na direção do eixo considerado; C_{M_x} e C_{M_y} são coeficiente de flexão em torno dos eixos; F_x e F_y são as forças na direção do eixo considerado; M_x e M_y são os momentos fletores em torno do eixo considerado; B_x e B_y dimensões nominais da seção transversal da edificação; H é a altura da edificação e q é a pressão dinâmica do vento, calculada pela Eq. 6.2.

6 - APLICAÇÃO DO MÉTODO TEÓRICO DE DAVENPORT

O método de Davenport (MD) introduz o conceito de linhas de influência no qual a ação do vento é relacionada com a resposta dinâmica de estruturas esbeltas, como torres, edifícios altos, pontes e estruturas suspensas. A natureza das respostas obtidas depende da linha de influência adotada, que para o presente estudo são as observadas na Figura 6.1, onde para obter o esforço cortante na base da estrutura adota-se $i_r(z) = 1$, para o momento fletor na base da estrutura adota-se $i_r(z) = H z$ e para o deslocamento de topo adota-se $i_r(z) = \Delta \mu_1$, onde H é a altura da estrutura, Δ o deslocamento do topo da estrutura quando esta encontra-se submetida a uma força unitária e μ_1 o modo de vibração da estrutura correspondente à primeira frequência fundamental.

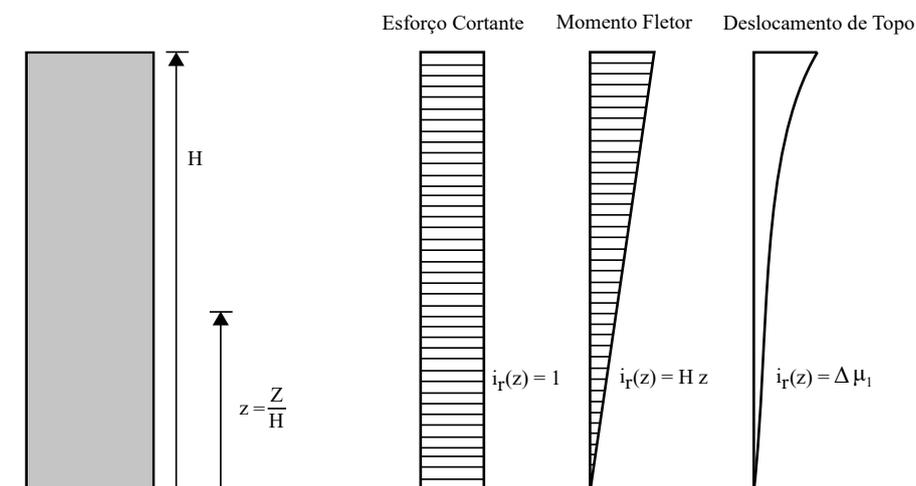


Figura 6.1 – Linhas de influência para o cálculo do fator de rajada.

A rotina DAVENPORT_G.M foi desenvolvida na plataforma MATLAB para realizar os cálculos necessários na determinação da resposta de uma estrutura submetida à ação do vento, considerando o método de análise dinâmica de Davenport, sua formulação será descrita no Apêndice A.

DAVENPORT_G.M é capaz de processar e determinar as respostas dinâmicas de estruturas ao longo do vento com seção uniforme ou variada. Torres metálicas, pontes, chaminés ou edifícios são exemplos de aplicações, apenas se faz necessário as mudanças dos parâmetros de entrada da estrutura.

O processo do programa está descrito no fluxograma da Figura 6.2, seguido por informações de cada bloco constituinte.

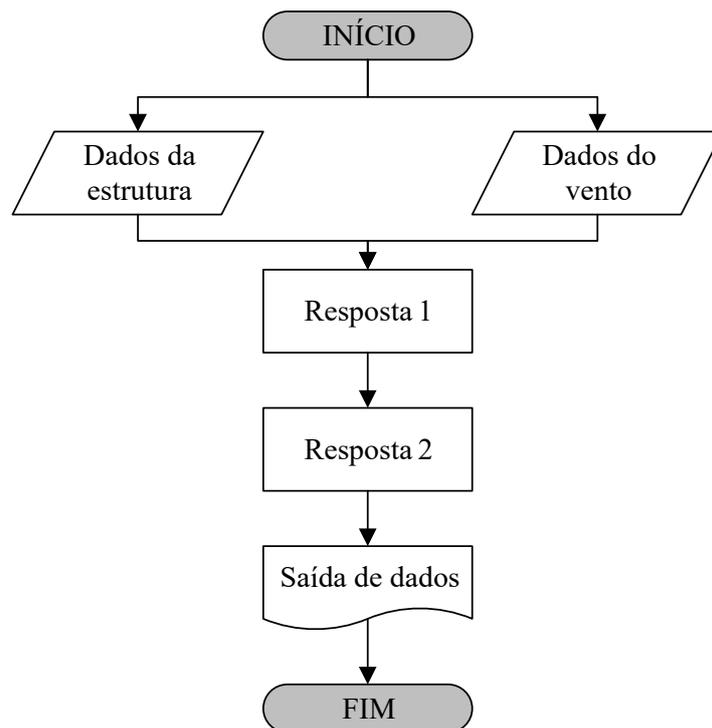


Figura 6.2 – Fluxograma do programa DAVENPORT_G.M

- Dados de entrada – Faz-se a leitura das características geométricas da estrutura para obtenção da altitude normalizada pela altura e da variação da largura ao longo da altitude. Em seguida, são feitas as leituras da área exposta e área projetada por seção para cálculo do coeficiente de arrasto médio e leitura da velocidade característica do vento ao longo dessa estrutura, finalizando este bloco com a leitura do seu período fundamental e do modo de vibração correspondente;
- Resposta 1 – A resposta média, a resposta não ressonante devido à variação das forças do vento em frequências abaixo das frequências naturais da estrutura e a resposta ressonante são calculadas;
- Resposta 2 – A resposta de pico, que está relacionada às outras respostas citadas anteriormente é calculada;
- Saída de dados – Neste bloco as respostas calculadas são armazenadas em um arquivo.

6.1 - APLICAÇÃO NO CAARC E NO *BASIC BUILDING*

Nessa seção será aplicado o MD, descrito no capítulo 4, da seguinte forma: primeiro será discriminado os parâmetros de entrada na rotina de cálculo desenvolvida para o método, distinguindo cada um dos ensaios apresentados no capítulo 5, realizando as devidas conversões

de escala do modelo para a estrutura real. Logo após, serão feitas as devidas análises mediante comparações dos valores teóricos-experimentais através de tabelas e gráficos.

Tanto para o CAARC como para o *Basic Building*, devido às suas semelhanças geométricas e dinâmicas, adotou-se as mesmas linhas de influências para os cálculos das respostas dessas estruturas, como se vê na Figura 6.1. A linha de influência $i_r(z)$ utilizada para o cálculo da resposta em termos de deslocamento horizontal de topo dos edifícios, está relacionada com o primeiro modo de vibração, e como pode ser visto na Eq. 6.1, é a multiplicação do deslocamento no topo do edifício, Δ , quando este se encontra submetido a uma força unitária, com o modo de vibração correspondente à primeira frequência.

$$i_r(z) = \Delta \mu_1 \quad (6.1)$$

O deslocamento de topo para a força unitária foi calculado a partir da consideração que os modelos/protótipos analisados, possuem formas modais lineares e estão desacoplados entre eles, sendo de importância apenas os modos fundamentais de vibração em flexão para as direções X e Y . A Figura 6.3 mostra o esquema para se determinar esse deslocamento.

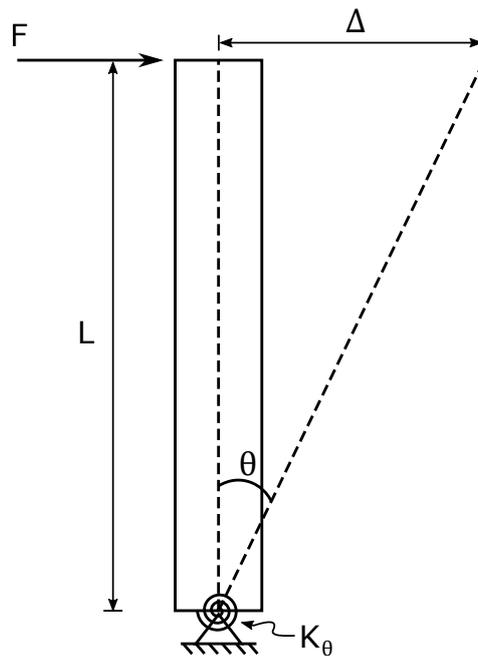


Figura 6.3 – Modelo para cálculo dos deslocamentos.

Partindo das relações trigonométricas, se determina o valor de Δ pela Eq. 6.2.

$$\Delta = L \tan \theta \quad (6.2)$$

Onde o ângulo do deslocamento θ é a relação entre o momento causado pela força aplicada e a

rigidez rotacional K_θ , como se vê pela Eq. 6.3.

$$\theta = \frac{M}{K_\theta} = \frac{F L}{K_\theta} \quad (6.3)$$

Substituindo a Eq. 6.3 na Eq. 6.2 é determinado o deslocamento em função da força aplicada através da Eq. 6.4.

$$\Delta = L \tan \left(\frac{F L}{K_\theta} \right) \quad (6.4)$$

O deslocamento de topo para o CAARC causado por uma força unitária foi de $\Delta_x = 0.00000004588m/N$ na direção X e $\Delta_y = 0.00000004626m/N$ na direção Y .

Como não há informação sobre a rigidez rotacional do *Basic Building* a estrutura foi modelada no programa SAP2000, Figura 6.4, desenhada com elementos de placa, intertravadas entre si com o intuito de se obter um corpo rígido, assim como é o modelo de ensaio. A estrutura modelada foi apoiada apenas no centro de sua base através de uma articulação simples e nela foi imposta molas para fornecer rigidez à rotação nos três eixos coordenados. Seus valores foram ajustados até que a estrutura apresentasse as mesmas frequências naturais de projeto.

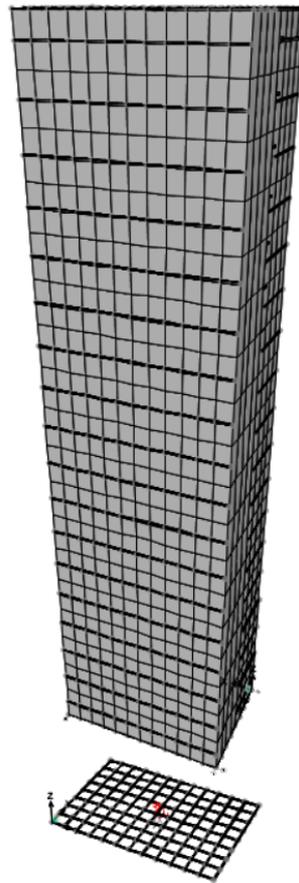


Figura 6.4 – Modelo discretizado do *Basic Building*.

Foi determinado que a rigidez rotacional $K_{\theta_x} = 670GNm/rad$ e $K_{\theta_y} = 891GNm/rad$. Assim, o deslocamento de topo para o *Basic Building* causado por uma força unitária foi de $\Delta_x = 0.00000003636m/N$ na direção X e $\Delta_y = 0.00000004836m/N$ na direção Y .

Como a função potencial dos modos fundamentais de vibração de ambos os edifícios são considerados lineares, Figura 6.5, o expoente na Eq. 6.5 é $\beta = 1$.

$$\mu_1 = z^\beta \quad (6.5)$$

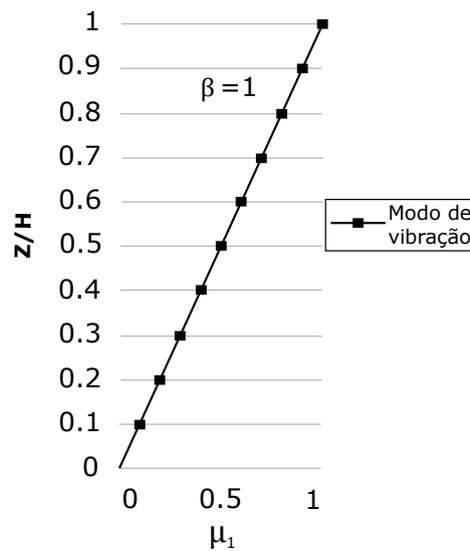


Figura 6.5 – Modo de vibração relativo à frequência fundamental do CAARC e do *Basic Building*.

Para essas estruturas as expressões do método apresentadas no capítulo 4 foram simplificadas devido ao fato de sua geometria ser regular, não possuindo variação no coeficiente de arrasto, e por sua massa ser linearmente distribuída, não variando com a extensão. Além de ter sua área frontal efetiva igual à área limitada pelo contorno de sua superfície. Dessa forma:

$$\Phi_D(z) = \Phi_m(z) = \phi(z) = 1$$

Antes da aplicação do método foi necessário realizar as conversões nas dimensões dos parâmetros do vento simulado por Oliveira (2009) entre o modelo ensaiado e o edifício real, através dos fatores de escala de comprimento, Eq. 6.6, e de velocidade na direção considerada, Eqs. 6.7 e 6.8.

$$\lambda_L = \frac{L_M}{L_P} = \frac{1}{406.4} \quad (6.6)$$

$$\lambda_{V_x} = \frac{V_{M_x}}{V_{P_x}} = 0,0863 \quad (6.7)$$

$$\lambda_{V_y} = \frac{V_{M_y}}{V_{P_y}} = 0,0858 \quad (6.8)$$

Em que λ_L e λ_V são, respectivamente, fatores de escala de comprimento e de velocidade; L_M e V_M são, respectivamente, comprimento e velocidade do vento no modelo; L_P e V_P são, respectivamente, comprimento e velocidade do vento no protótipo.

Já para os dados de Vieira (2016) o fator de escala de comprimento é o mesmo da Eq. 6.6 e os fatores de escala de velocidade são calculados na proporção 1 : 1.

Os parâmetros fornecidos em IAWQ (2012a) já foram publicados com as devidas conversões para o protótipo.

6.2 - RESPOSTA EM TERMOS DE ESFORÇOS SOLICITANTES

• CAARC

Na Tabela 6.1 estão resumidos os valores dos parâmetros usados por Vieira (2016) em seu procedimento experimental e seus respectivos valores referentes à aplicação no edifício real, além daqueles considerados como dados de entrada na rotina DAVENPORT_G.M.

Tabela 6.1 – Conversão de parâmetros de Vieira (2016).

Parâmetro do edifício	Modelo	Protótipo	Parâmetro do vento	Modelo	Protótipo
H	450mm	182,88m	\bar{U}_{topo}	30m/s	30m/s
$D_{H,x}$	112,5mm	45,72m	I_u	3,87%	3,87%
$D_{H,y}$	75mm	30,48m	L_u	0,2m	81,3m
$f_{x,y}$	6,90Hz	0,20Hz	C	---	10 *
μ_1	---	z^1	p	0,23	0,23
m_H	---	222967kg/m	Φ_U	$z^{0,23}$	$z^{0,23}$
C_{a_y}	---	1,45 *	T	16s	3600s
C_{a_x}	---	1,25 *	ρ_{ar}	1,226kg/m ³	1,226kg/m ³
ζ_{est}	1%	1%			
Δ_x	---	$4,588 * 10^{-8}m/N$			
Δ_y	---	$4,626 * 10^{-8}m/N$			

*NBR 6123:88

É importante destacar que o período de análise do experimento, $T = 16s$, não é equivalente ao

da situação real quando aplicado o fator de escala de tempo (omitido nesse trabalho), porém o valor de $T = 3600s$ é considerado por dois motivos: o primeiro se deve ao fato do ensaio ter medido o parâmetro $p = 0,23$ entre as categorias *II* e *III* da *NBR 6123* (1988) o que equivale, segundo a Tabela 21 da norma, à esse intervalo de tempo. E o fato do MD ter sido desenvolvido para esse tempo justifica sua aplicação como segundo fator.

Vieira (2016) representou os ângulos com os eixos do edifício o inverso do ilustrado na Figura 1.1, por tanto para efeito de cálculo foi tomado como 0° para o vento incidindo na direção do eixo X e 90° para o vento incidindo na direção do eixo Y , como mostra a Figura 6.6.

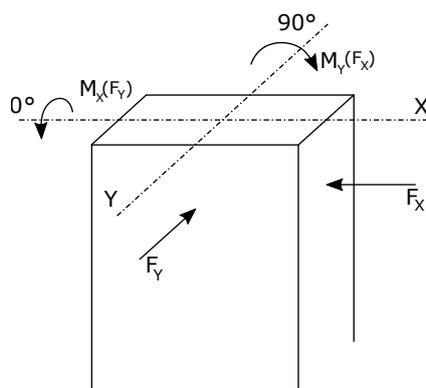


Figura 6.6 – Eixos e ângulos de referência adotado por Vieira (2016).

A Tabela 6.2 fornece os valores dos coeficientes de força e de momento fletor em torno do respectivo eixo, determinados por Vieira (2016), retirados das Figuras 5.11 e 5.12, com seus respectivos valores absolutos calculados pelas Eqs. 5.1 à 5.4.

Tabela 6.2 – Solicitações médias de base do ensaio de Vieira (2016).

Direção (sentido de)	Coefficiente CF	Força cisalhante (N)
$X(0^\circ)$	0,98	3,01E+6
$Y(90^\circ)$	1,25	5,77E+6
Direção (em torno de)	Coefficiente CM	Momento fletor (Nm)
$X(0^\circ)$	4	5,62E+8
$Y(90^\circ)$	2,18	3,06E+8

Os resultados da análise dinâmica do CAARC pelo MD, com o vento simulado por Vieira (2016), são fornecidos nas parcelas das respostas média, flutuante (soma das parcelas não ressonante e ressonante) e máxima de pico, em termos de esforços solicitantes ao longo da

altura normalizada do edifício. A Tabela 6.3 mostra os valores das respostas na base do edifício determinadas pelo método.

Tabela 6.3 – Solicitações na base do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	2,63E+6	8.56E+5	3,49E+6
Y(90°)	4,58E+6	1.44E+6	6,02E+6
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	4,97E+8	1.67E+8	6,63E+8
Y(90°)	2,86E+8	9.92E+7	3,85E+8

Para efeito de comparação, os valores entre as respostas médias na base do CAARC a partir do ensaio em túnel de vento e pelo MD foram descritos na Tabela 6.4. A precisão do método teórico foi avaliada através de uma porcentagem em relação ao valor do método experimental.

Tabela 6.4 – Comparação dos valores experimentais de Vieira (2016) com os do MD.

Direção (sentido de)	Força cisalhante - Médio (N)		
	Experim.	MD	Dif(%)
X(0°)	3,01E+6	2,63E+6	12,6%
Y(90°)	5,77E+6	4,58E+6	20,6%
Direção (em torno de)	Momento fletor - Médio (Nm)		
	Experim.	MD	Dif(%)
X(0°)	5,62E+8	4,97E+8	11,6%
Y(90°)	3,06E+8	2,86E+8	6,5%

Nota-se que a resposta em termo de momento fletor em torno do eixo X apresenta uma diferença mais significativa do que em torno do eixo Y, em relação à comparação dessa resposta entre os métodos. Porém esses resultados ficaram melhores correlacionados quando comparados às respostas em termos de força cisalhante, em especial a força no sentido do eixo Y que apresentou a diferença mais significativa entre os valores determinados pelos dois métodos.

Para todos os casos apresentados na Tabela 6.4 verificou-se que as respostas em termos de solicitações médias na base do CAARC, determinadas pelo MD, se comportaram de maneira subestimada em relação às solicitações desenvolvidas no ensaio, principalmente aquelas atuantes no eixo de menor inércia.

Na Figura 6.7 apresenta-se os resultados referentes à força cortante e ao momento fletor ao longo da altura do edifício, mostrando graficamente a resposta média, flutuante e máxima determinadas segundo o modelo de Davenport, considerando a força do vento incidindo na direção do eixo X e o momento fletor em torno desse. Já na Figura 6.8 estão as respostas para a mesma análise, sendo que a força do vento incidindo na direção do eixo Y e o momento fletor em torno desse.

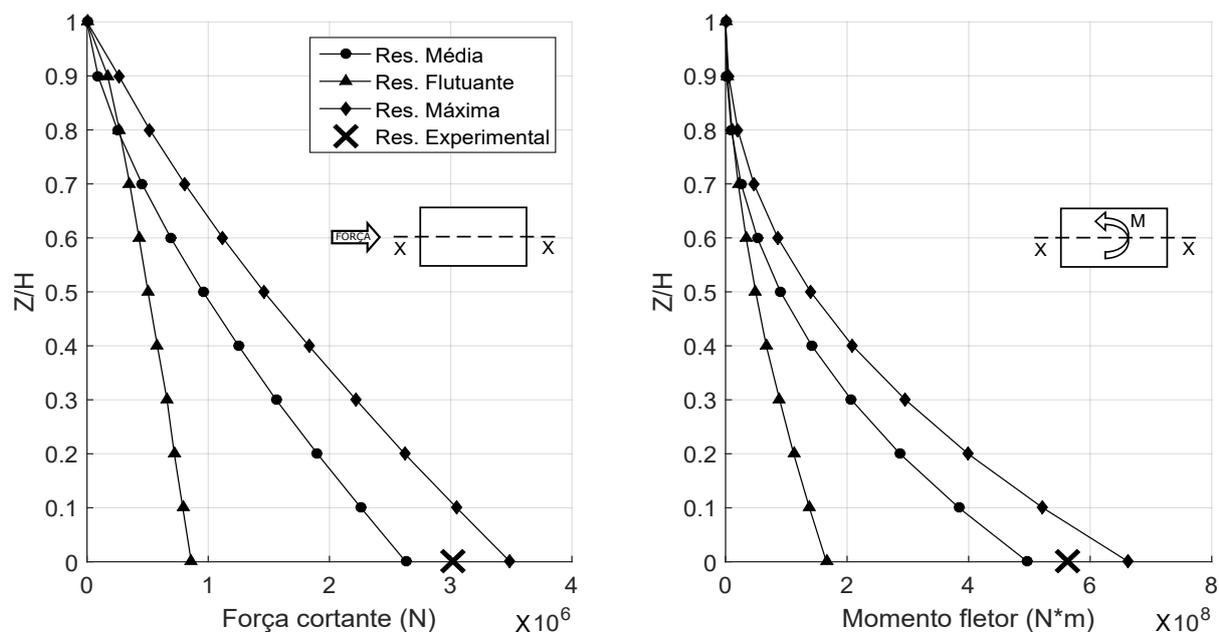


Figura 6.7 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 30m/s$.

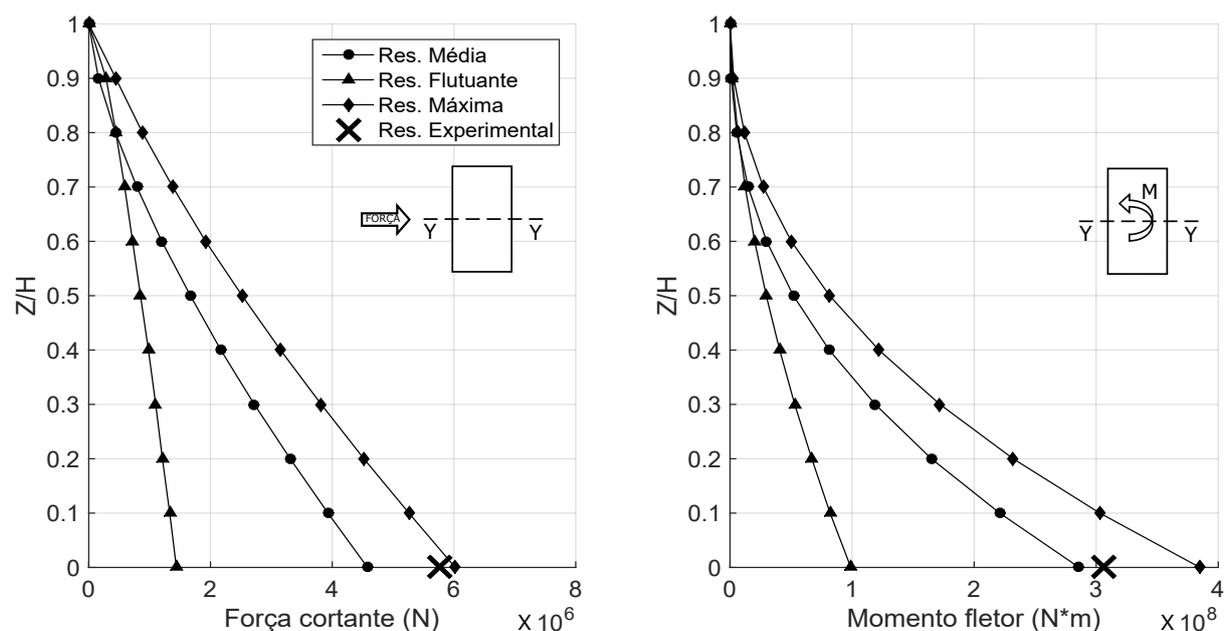


Figura 6.8 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 30m/s$.

Mesmo que Vieira (2016) não tenha alterado a velocidade de seus ensaios, foi aplicado ao MD as velocidades de $\bar{U} = 20$ e $40m/s$, ainda com os parâmetros fornecidos na Tabela 6.1. Observa-se que as respostas, encontradas nos gráficos das Figuras B.1 à B.4 do Anexo B, apresentam um comportamento semelhante ao longo da altura do que com $\bar{U} = 30m/s$, medido experimentalmente. Esses valores determinados pelo MD ainda serão usados numa análise comparativa com resultados teóricos de outros exemplos no decorrer desse trabalho.

Nas Tabelas 6.5 e 6.6, estão os valores das respostas em termos de esforços solicitantes na base do CAARC, para as velocidades $\bar{U} = 20$ e $40m/s$ e com os parâmetros dos ensaios de Vieira (2016), aplicados ao MD e ilustrados graficamente nas Figuras 6.9 e 6.10.

Tabela 6.5 – Solicitações na base do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	1,17E+6	3,32E+5	1,50E+6
Y(90°)	2,04E+6	5,67E+5	2,60E+6
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	2,21E+8	6,46E+7	2,86E+8
Y(90°)	1,27E+8	3,79E+7	1,65E+8

Tabela 6.6 – Solicitações na base do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	4,68E+6	1,71E+6	6,39E+6
Y(90°)	8,14E+6	2,84E+6	1,10E+7
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	8,84E+8	3,32E+8	1,21E+9
Y(90°)	5,08E+8	2,01E+8	7,08E+8

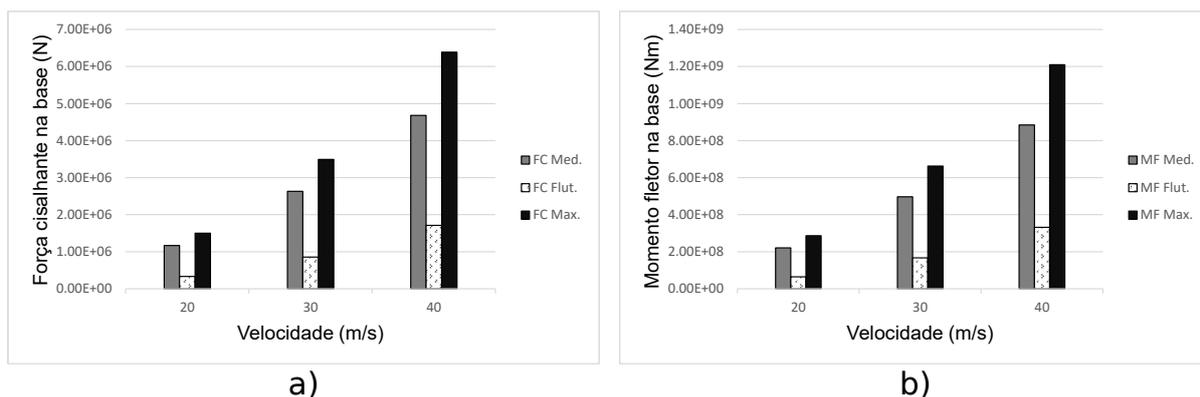


Figura 6.9 – Respostas em termos de solicitações no eixo X na base do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). a) Força cortante b) Momento fletor.

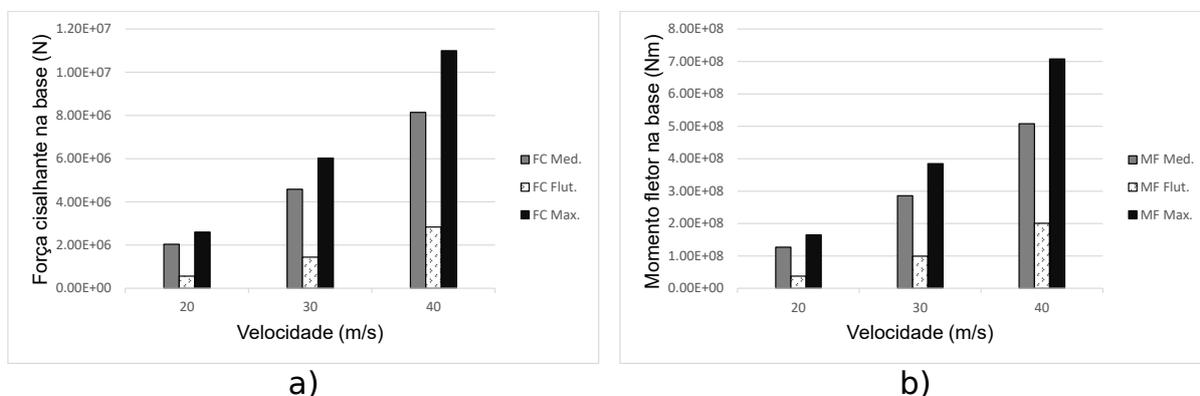


Figura 6.10 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y na base do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). a) Força cortante b) Momento fletor.

Os gráficos das Figuras 6.9 e 6.10 retratam de maneira visual a importância da velocidade nas respostas dinâmicas da estrutura. Pode ser observado um aumento não-linear das três parcelas com o aumento da velocidade média de referência, em ambas as direções de incidência do vento.

A primeira barra em cada velocidade dos quatro gráficos representa a magnitude da solicitação média na base do edifício. A segunda barra representa a parcela flutuante de pico da solicitação considerada, também na base. E finalmente a terceira barra representa a resposta em termos de solicitação máxima do edifício em sua base.

É possível observar que a parcela flutuante de pico em todos os casos tem menor importância na resposta total se comparado à resposta média, devido às características da turbulência do vento simuladas experimentalmente e medidas no topo do modelo.

Na Tabela 6.7 estão resumidos os valores dos parâmetros usados por Oliveira (2009) em seu procedimento experimental, que também utilizou o modelo do CAARC, e seus respectivos valores referentes à aplicação no edifício real, além daqueles considerados como dados de entrada na rotina DAVENPORT_G.M.

Tabela 6.7 – Conversão de parâmetros de Oliveira (2009).

Parâmetro do edifício	Modelo	Protótipo	Parâmetro do vento	Modelo	Protótipo
H	450mm	182,88m	\bar{U}_{topo}	1,5 à 14,1m/s	17 à 164m/s
$D_{H,x}$	112,5mm	45,72m	I_u	7,1%	7,1%
$D_{H,y}$	75mm	30,48m	L_u	0,28m	114m
$f_{x,y}$	6,90Hz	0,20Hz	C	— — —	10 *
μ_1	— — —	z^1	p	0,34	0,34
m_H	— — —	222967kg/m	Φ_U	$z^{0,34}$	$z^{0,34}$
C_{a_y}	— — —	1,45 *	T	74s	3600s
C_{a_x}	— — —	1,25 *	ρ_{ar}	1,226kg/m ³	1,226kg/m ³
ζ_{est}	1%	1%			
Δ_x	— — —	$4,588 * 10^{-8}m/N$			
Δ_y	— — —	$4,626 * 10^{-8}m/N$			

*NBR 6123:88

Assim como no caso anterior o período de análise do experimento, $T = 74s$, não é equivalente ao da situação real quando aplicado o fator de escala de tempo (omitido nesse trabalho), porém o valor de $T = 3600s$ é considerado pelos mesmos motivos anteriormente citados, onde o parâmetro $p = 0,34$ medido no ensaio está entre as categorias IV e V da NBR 6123 (1988) o que equivale, segundo a Tabela 21 da norma, à esse intervalo de tempo.

Em sua pesquisa, Oliveira (2009) não determinou as respostas em termos de esforços solicitantes, seu objetivo foi a avaliação do efeito da flexo-torção do CAARC apresentando o deslocamento de topo desse edifício com a variação da velocidade média.

Contudo, foi realizado a análise dinâmica dos esforços solicitantes pelo MD, atribuindo os parâmetros considerados na pesquisa desse autor. Para fins de análise comparativa desse trabalho, foram escolhidas as velocidades médias de $\bar{U} = 20, 30$ e $40m/s$ para detalhar os valores dessas respostas ao longo da altura do edifício, através dos gráficos das Figuras B.5 à B.10 do Anexo B. Pelos gráficos, se observa um aumento da resposta flutuante a partir de uma região na metade da altura do edifício, ultrapassando os valores da resposta média.

Esses valores das respostas na base do CAARC, determinados com a aplicação do MD, a partir

dos parâmetros dos ensaios de Oliveira (2009) e para essas velocidades específicas, foram resumidos nas Tabelas 6.8 à 6.10 e ilustrados graficamente nas Figuras 6.11 e 6.12.

Tabela 6.8 – Solicitações na base do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	1,02E+6	5,97E+5	1,61E+6
Y(0°)	1,77E+6	1,02E+6	2,79E+6
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	2,03E+8	1,18E+8	3,21E+8
Y(0°)	1,17E+8	6,89E+7	1,85E+8

Tabela 6.9 – Solicitações na base do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	2,29E+6	1,53E+6	3,82E+6
Y(0°)	3,98E+6	2,58E+6	6,56E+6
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	4,56E+8	3,01E+8	7,57E+8
Y(0°)	2,62E+8	1,79E+8	4,41E+8

Tabela 6.10 – Solicitações na base do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	4,07E+6	3,04E+6	7,11E+6
Y(0°)	7,08E+6	5,06E+6	1,21E+7
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	8,11E+8	5,94E+8	1,41E+9
Y(0°)	4,66E+8	3,58E+8	8,25E+8

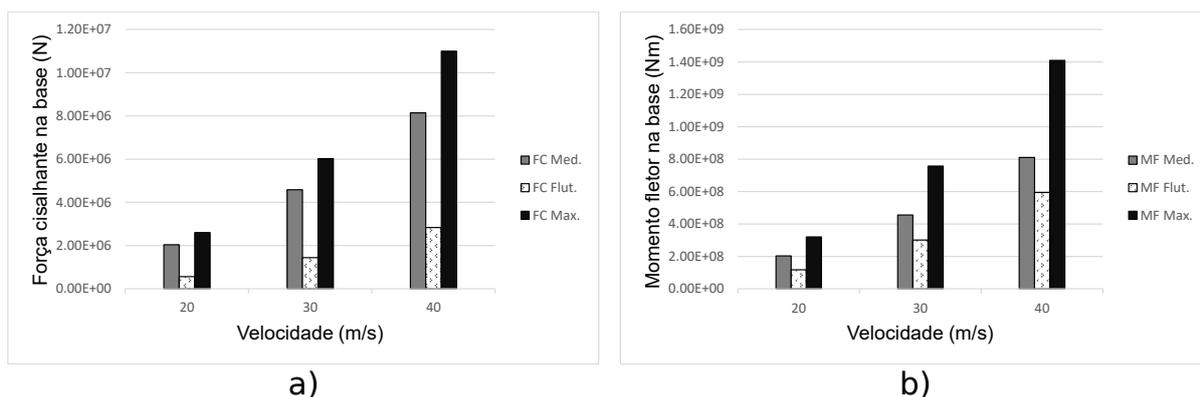


Figura 6.11 – Respostas em termos de solicitações no eixo X na base do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). a) Força cortante b) Momento fletor.

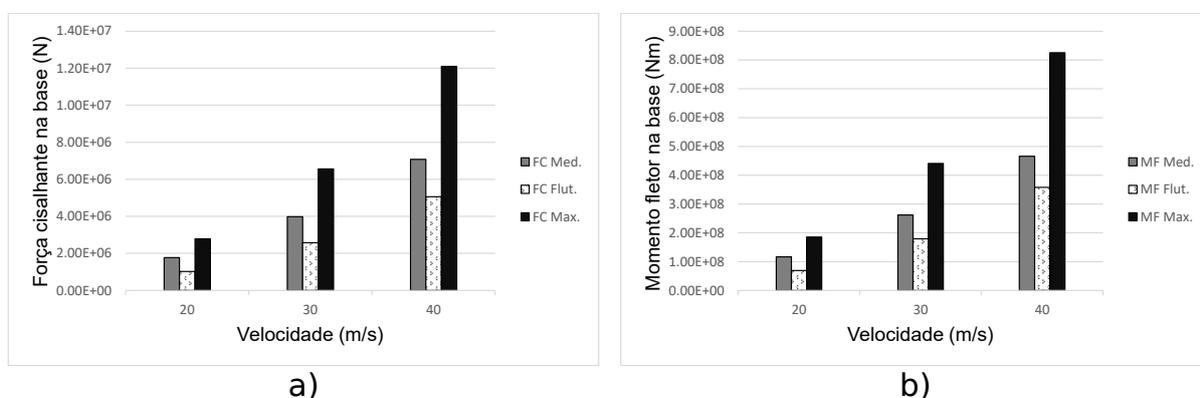


Figura 6.12 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y na base do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). a) Força cortante b) Momento fletor.

Os resultados das Tabelas 6.8 à 6.10 foram comparados com os das Tabelas 6.3, 6.5 e 6.6. Nas três velocidades houve um padrão de diferenças nos resultados, atingindo uma média de 10,6% entre as respostas médias, 44,3% entre as respostas flutuantes e 10,4% entre as respostas máximas. Essas diferenças já eram esperadas, visto que os parâmetros de entrada do vento na análise com o MD são diferentes entre os casos estudados. E através desses erros relativos pode-se avaliar as respostas flutuantes como as mais sensíveis às mudanças dos parâmetros.

Os valores das respostas em termos de esforços na base do CAARC, considerando todo o intervalo das velocidades utilizadas nos ensaios de Oliveira (2009), são mostradas nos gráficos das Figuras 6.13 à 6.16, para as três parcelas da resposta.

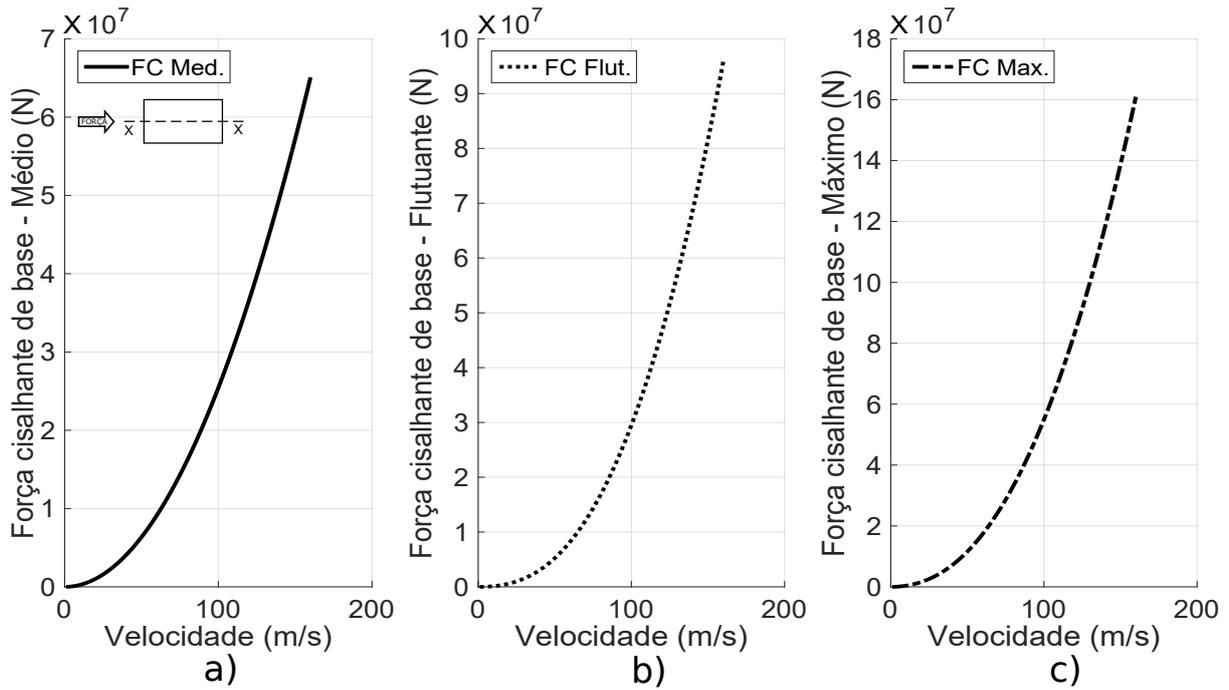


Figura 6.13 – Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo X , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.

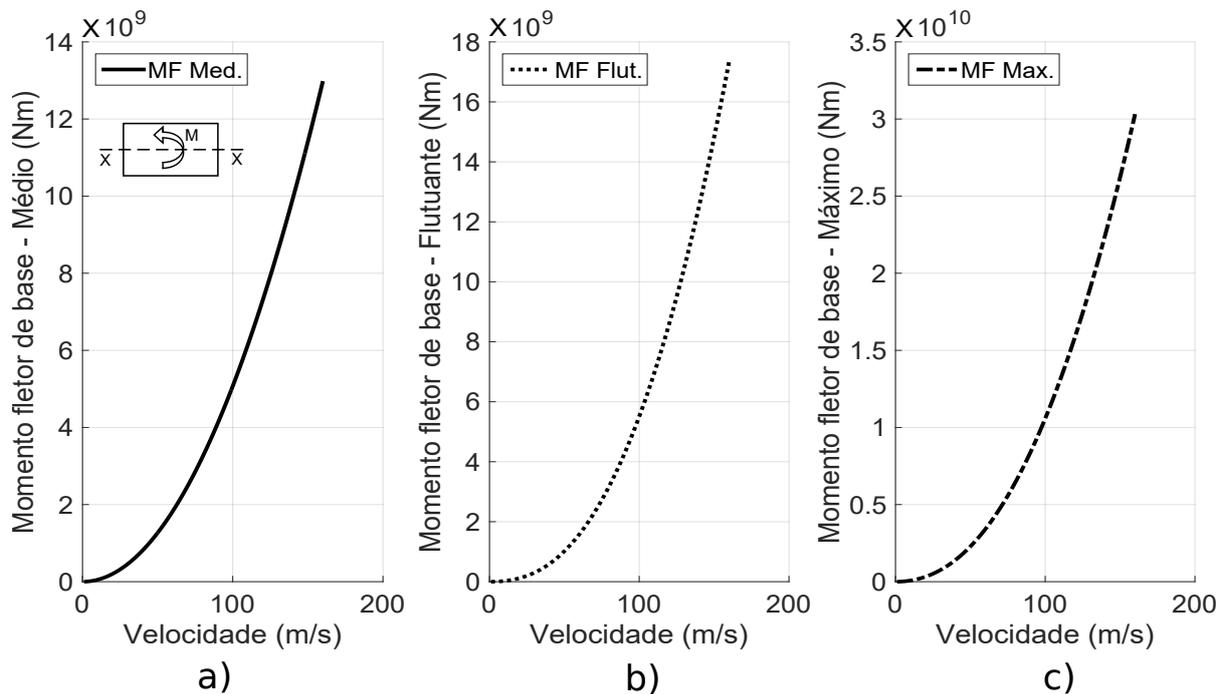


Figura 6.14 – Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo X , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.

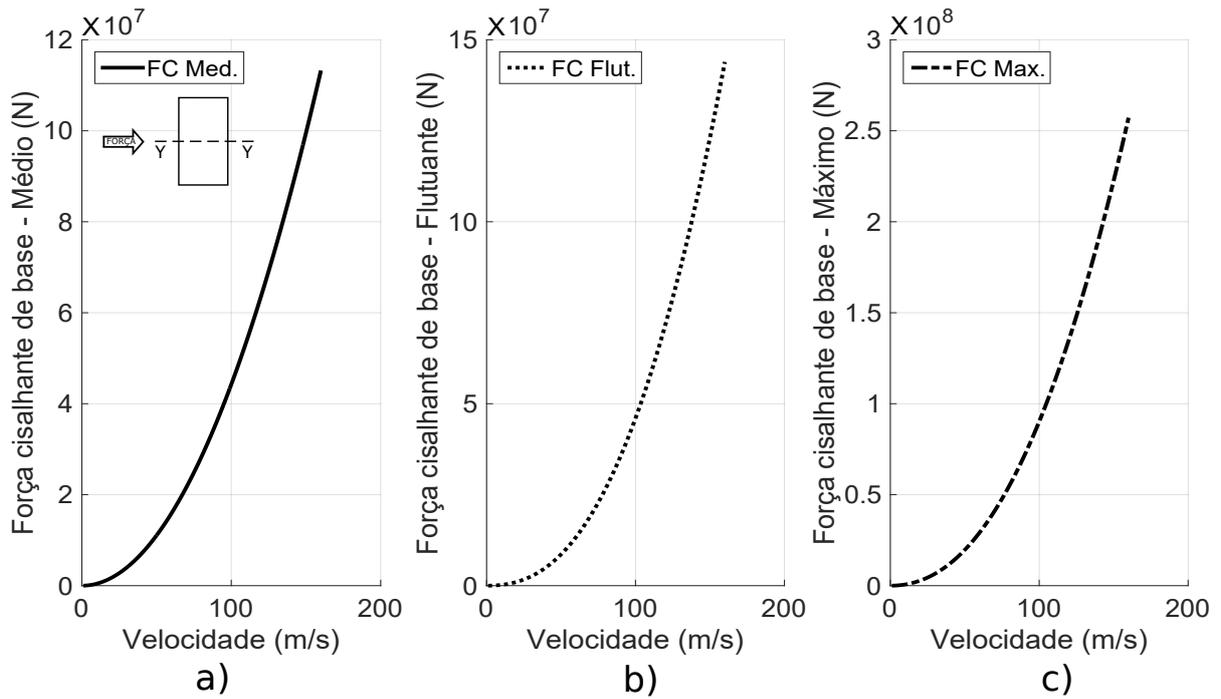


Figura 6.15 – Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo Y , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.

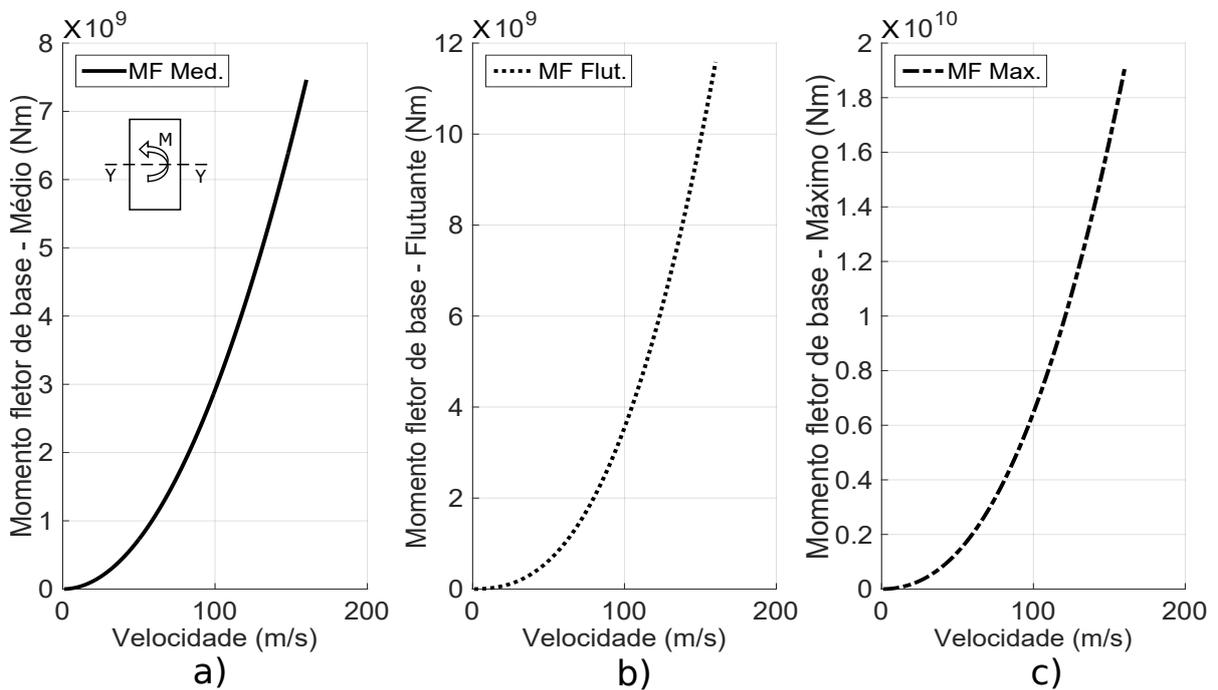


Figura 6.16 – Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo Y , a partir dos parâmetros de Oliveira (2009): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.

• **BASIC BUILDING**

Na Tabela 6.11 estão resumidos os valores dos parâmetros usados no IAWÉ (2012a) em seu programa experimental. Como eles foram publicados já considerando seus valores convertidos para o edifício real os parâmetros do modelo não serão listados. Esses dados foram usados como dados de entrada na rotina DAVENPORT_G.M.

Tabela 6.11 – Parâmetros do IAWÉ (2012).

Parâmetro do edifício	Protótipo	Parâmetro do vento	Protótipo
H	180m	\bar{U}_{topo}	20, 30 e 40m/s
$D_{H,x}$	45m	I_u	14, 3%
$D_{H,y}$	30m	L_u	175m
f_x	0, 23Hz	C	10 *
f_y	0, 20Hz	p	0, 25
μ_1	z^1	Φ_U	$z^{0,25}$
m_H	216000kg/m	T	3600s
C_{a_y}	1, 45 *	ρ_{ar}	1.20kg/m ³
C_{a_x}	1, 25 *		
ζ_{est}	1%		
Δ_x	$4, 588 * 10^{-8}m/N$		
Δ_y	$4, 626 * 10^{-8}m/N$		

*NBR 6123:88

Os resultados do projeto "*International HFBB Comparison Project*", disponíveis no IAWÉ (2012b), mostraram graficamente as respostas em termos de momentos fletores na base do edifício *Basic Building*, através de sete grupos de ensaios para as velocidades médias de $\bar{U} = 20, 30$ e $40m/s$.

Como os valores desses grupos apresentaram boa correlação entre si, como se pode ver nas Figuras 5.6 até 5.9 para o caso da velocidade $\bar{U} = 30m/s$, será utilizado o valor médio desses resultados para a análise nessa pesquisa.

As Figuras 6.17 e 6.18 apresentam valores comparativos de momento fletor na base do edifício *Basic Building* em função da velocidade média no topo. Cada figura apresenta três gráficos que ilustram as parcelas média, flutuante e total de pico (máximo) da resposta. No gráfico de momento fletor flutuante o resultado experimental está representado pelo valor estimado, obtido da subtração do valor total máximo pelo valor médio do momento fletor para cada velocidade de vento, já que esses valores de momento flutuante experimentais não foram publicados. Os valores teóricos do momento fletor, representados pelas curvas, foram obtidos pelo MD.

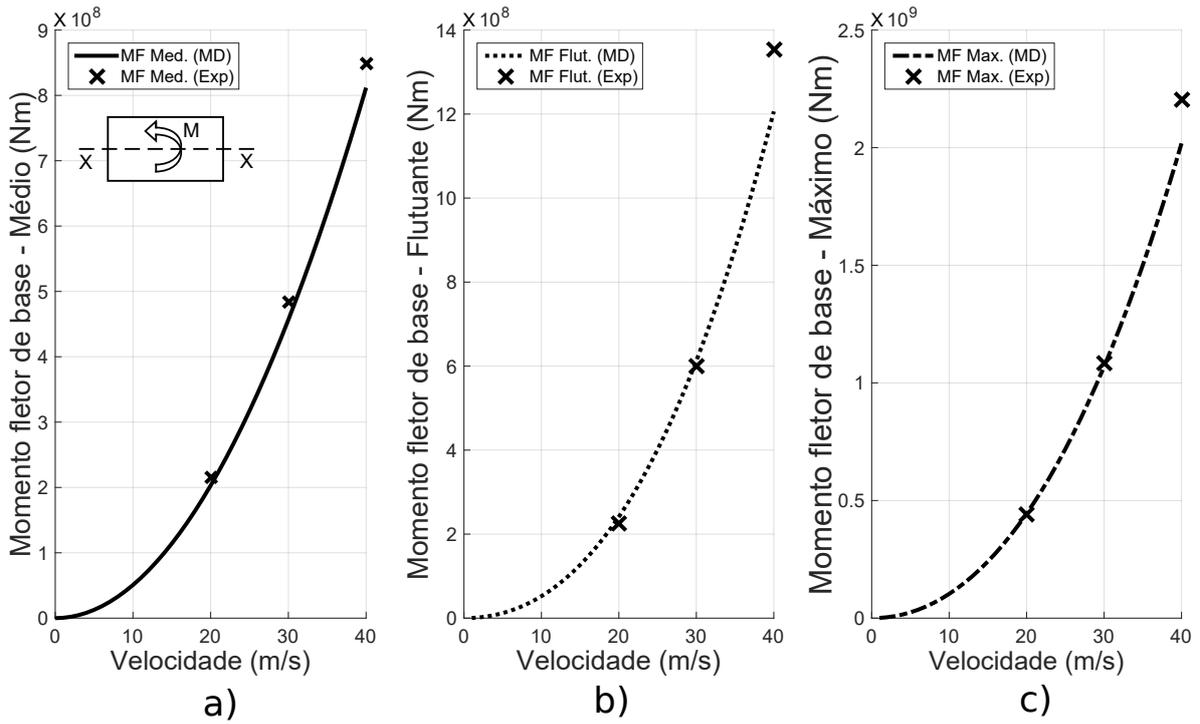


Figura 6.17 – Momentos fletores na base do *Basic Building* em torno de seu eixo X, a partir dos parâmetros de IAWC (2012b): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.

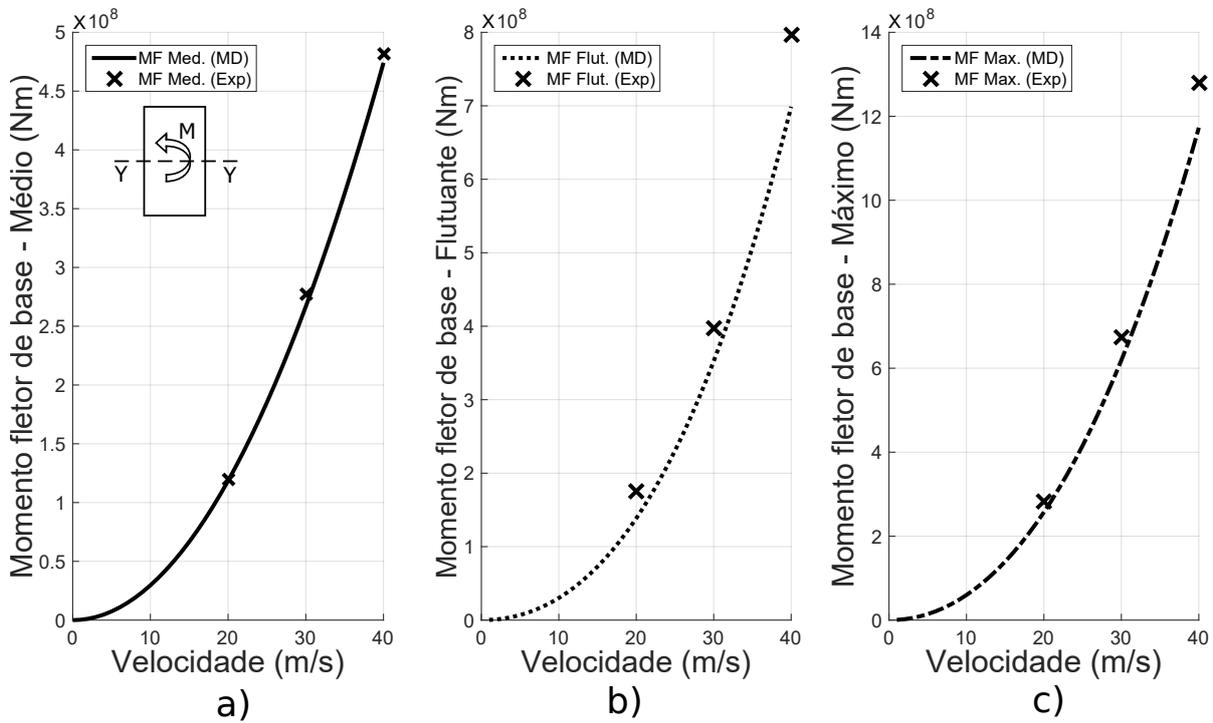


Figura 6.18 – Momentos fletores na base do *Basic Building* em torno de seu eixo Y, a partir dos parâmetros de IAWC (2012b): a) Médio b) Flutuante c) Máximo.

A partir dos gráficos nas Figuras 6.17 e 6.18 observa-se que há uma boa correlação entre momentos fletores de base experimentais com aqueles obtidos teoricamente pelo MD.

O ajuste da curva no momento fletor médio em torno do eixo X mostrou-se satisfatório aos resultados experimentais, possuindo a maior diferença de apenas 4,4% para a velocidade média de $\bar{U} = 40m/s$. O comportamento da curva de valores teóricos do momento fletor médio em torno do eixo Y foi similar ao do entorno do eixo X , resultando num ajuste ainda melhor para a velocidade média de $\bar{U} = 40m/s$.

Os gráficos que tratam do momento fletor máximo, tanto em torno do eixo X quanto do Y , mostram que os resultados do MD atendem com precisão aos valores experimentais para as velocidades médias de $\bar{U} = 20$ e $30m/s$. Para a velocidade de $\bar{U} = 40m/s$ a resposta do MD em torno do eixo X fica subestimada, apresentando uma diferença de 8,39% em relação à resposta dos ensaios, e 8,36% em torno do eixo Y .

Os resultados do momentos fletores flutuantes, assim como para as respostas máximas, subestimam os valores para velocidade média de $\bar{U} = 40m/s$, com diferença nas respostas em torno de 12% dos correspondentes valores experimentais.

As curvas apresentadas nesses gráficos indicam que o MD se mostrou eficiente com o uso dos coeficientes de arrasto para vento de baixa turbulência e do coeficiente de correlação espacial fornecidos na *NBR 6123* (1988), devido a concordância dessas respostas em relação aos valores médios experimentais.

Assim como para o CAARC, foi realizado a análise dinâmica dos esforços solicitantes pelo MD no *Basic Building*, atribuindo os parâmetros considerados no projeto IAWA (2012a). Os valores dessas respostas ao longo da altura do edifício podem ser observadas através dos gráficos das Figuras B.11 à B.16 do Apêndice B.

Pelos gráficos, se observa que a resposta flutuante gerada pelo MD nesse exemplo, é maior do que os valores da resposta média para todos os casos analisados desde a base do edifício. Esse comportamento deve-se ao fato de que os parâmetros do vento flutuante (I_u e L_u), considerados nesse exemplo, serem consideravelmente mais elevados do que os dos trabalhos que utilizaram o CAARC, ao passo que os outros parâmetros se mantiveram praticamente equivalentes.

Os valores dessas respostas na base do *Basic Building*, determinados na aplicação do MD, a partir dos parâmetros do projeto IAWA (2012a) e para cada velocidade ensaiada, foram resumidos nas Tabelas 6.12 à 6.14 e ilustrados graficamente nas Figuras 6.19 e 6.20.

Tabela 6.12 – Solicitações na base do *Basic Building* (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	1,08E+6	1,25E+6	2,33E+6
Y(0°)	1,88E+6	2,20E+6	4,08E+6
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	2,03E+8	2,41E+8	4,44E+8
Y(0°)	1,17E+8	1,37E+8	2,54E+8

Tabela 6.13 – Solicitações na base do *Basic Building* (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	2,43E+6	3,14E+6	5,57E+6
Y(0°)	4,23E+6	5,49E+6	9,72E+6
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	4,57E+8	6,13E+8	1,07E+9
Y(0°)	2,62E+8	3,49E+8	6,12E+8

Tabela 6.14 – Solicitações na base do *Basic Building* (IAWE (2012a)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$.

Direção (sentido de)	Força cisalhante (N)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	4,32E+6	6,14E+6	1,05E+7
Y(0°)	7,52E+6	1,07E+7	1,82E+7
Direção (em torno de)	Momento fletor (Nm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(90°)	8,12E+8	1,21E+9	2,02E+9
Y(0°)	4,67E+8	6,92E+8	1,16E+9

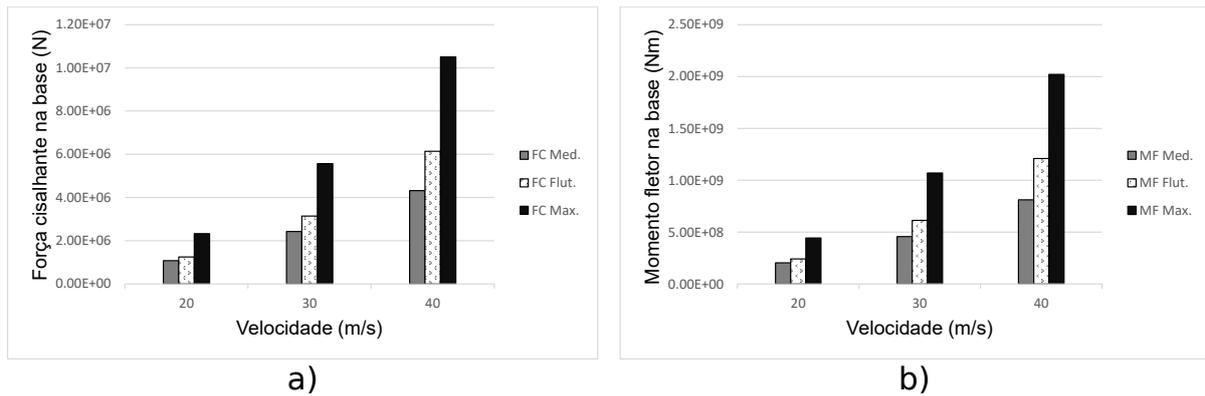


Figura 6.19 – Respostas em termos de solicitações no eixo X na base do CAARC com parâmetros de IAWC (2012a). a) Força cortante b) Momento fletor.

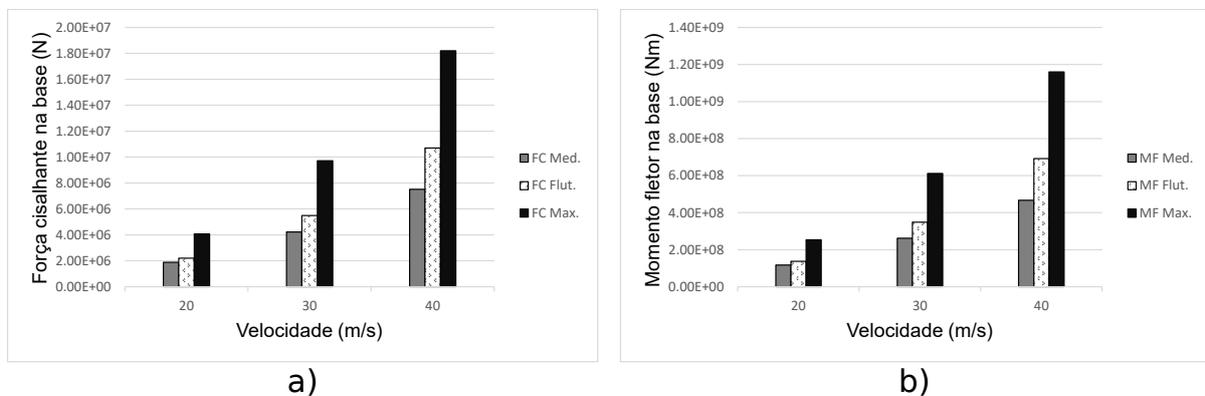


Figura 6.20 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y na base do CAARC com parâmetros de IAWC (2012a). a) Força cortante b) Momento fletor.

Os resultados das Tabelas 6.12 à 6.14 foram comparados com os das Tabelas 6.8 à 6.10. Nas três velocidades houve um padrão de diferenças nos resultados, atingindo uma média de 5,8% nas forças de cisalhamento médias, 51% nas respostas flutuantes e 30,3% nas respostas máximas. Os momentos fletores médios mantiveram-se inalterados entre os casos.

6.3 - RESPOSTA EM TERMOS DE DESLOCAMENTOS

- **CAARC**

Apesar do trabalho de Vieira (2016) não ter determinado as respostas em termos de deslocamento em seus ensaios, são apresentados aqui os resultados para essa resposta no topo do CAARC, aplicando o MD com os parâmetros da Tabela 6.1, para as velocidades de $\bar{U} = 20, 30$ e 40 m/s . As Tabelas 6.15 à 6.17 discriminam esses valores, que são ilustrados graficamente na Figura 6.21

Tabela 6.15 – Deslocamento de topo do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$.

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	3,19	0,95	4,14
Y(90°)	5,59	1,63	7,22

Tabela 6.16 – Deslocamento de topo do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$.

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	7,17	2,49	9,66
Y(90°)	12,58	4,21	16,79

Tabela 6.17 – Deslocamento de topo do CAARC (Vieira (2016)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$.

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	12,75	5,04	17,78
Y(90°)	22,36	8,39	30,75

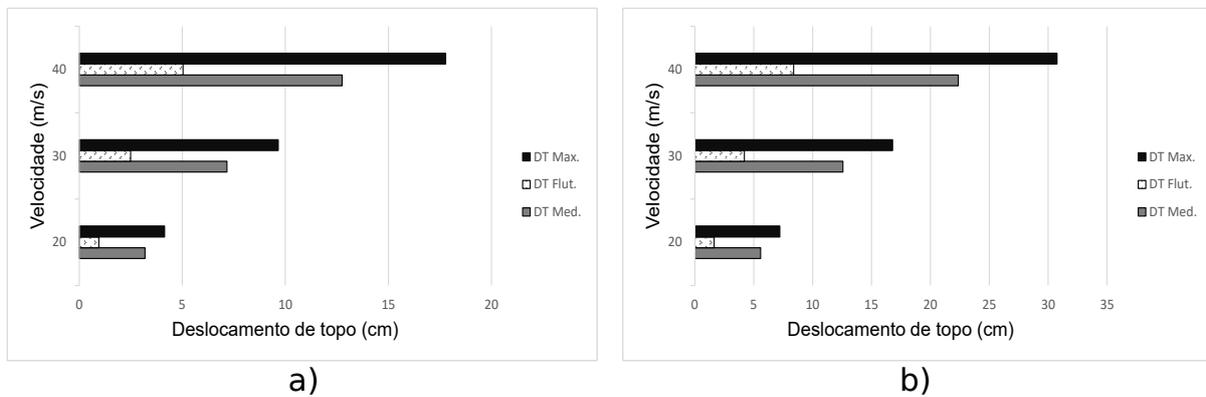


Figura 6.21 – Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). a) No eixo X b) No eixo Y.

Já o CAARC utilizado nos ensaios de Oliveira (2009) forneceu, através do método da balança dinâmica (BD3GDL) e do método das tomadas de pressões em alta frequência, as respostas em termos de deslocamento de topo dentro de uma certa variação de velocidades, como mostrado nas Figuras 5.4 e 5.5.

Para comparar os resultados obtidos pelo MD com os dados experimentais, utilizou-se os

valores adimensionais das velocidades (reduzida) e dos deslocamentos em cada direção, segundo as relações da Tabela 5.1.

As Figuras 6.22 e 6.23 apresentam graficamente esses valores experimentais em comparação aos valores determinados pelo MD, em termos de deslocamentos médios, desvios padrões e deslocamentos máximos normalizados no topo do edifício.

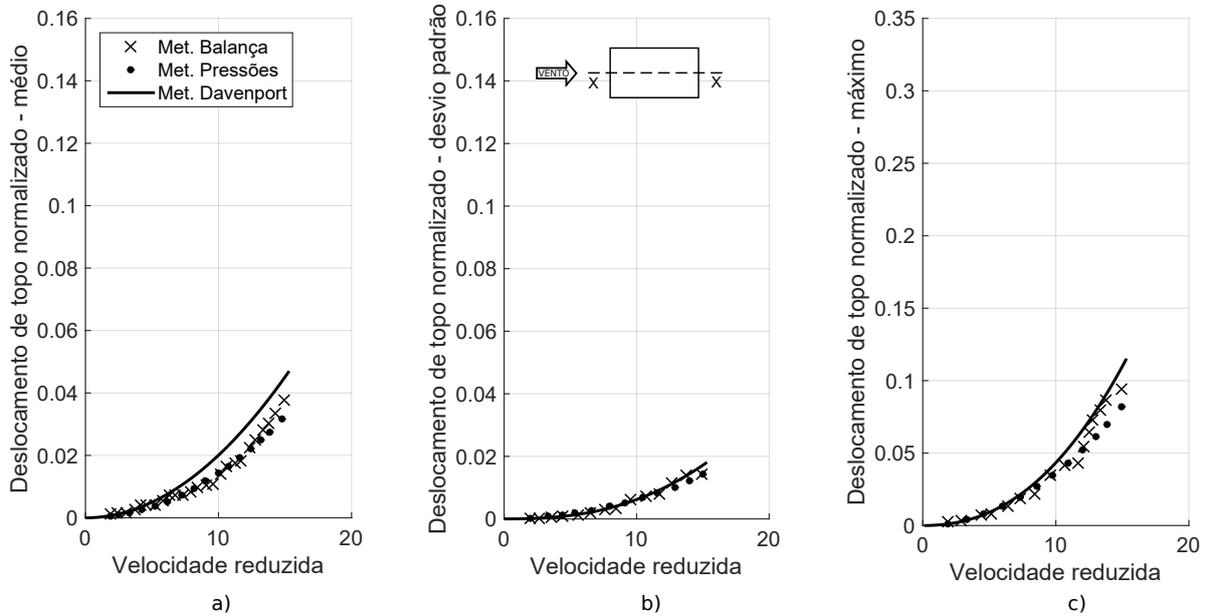


Figura 6.22 – Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo X com parâmetros de Oliveira (2009). a) Médio b) Desvio padrão c) Máximo.

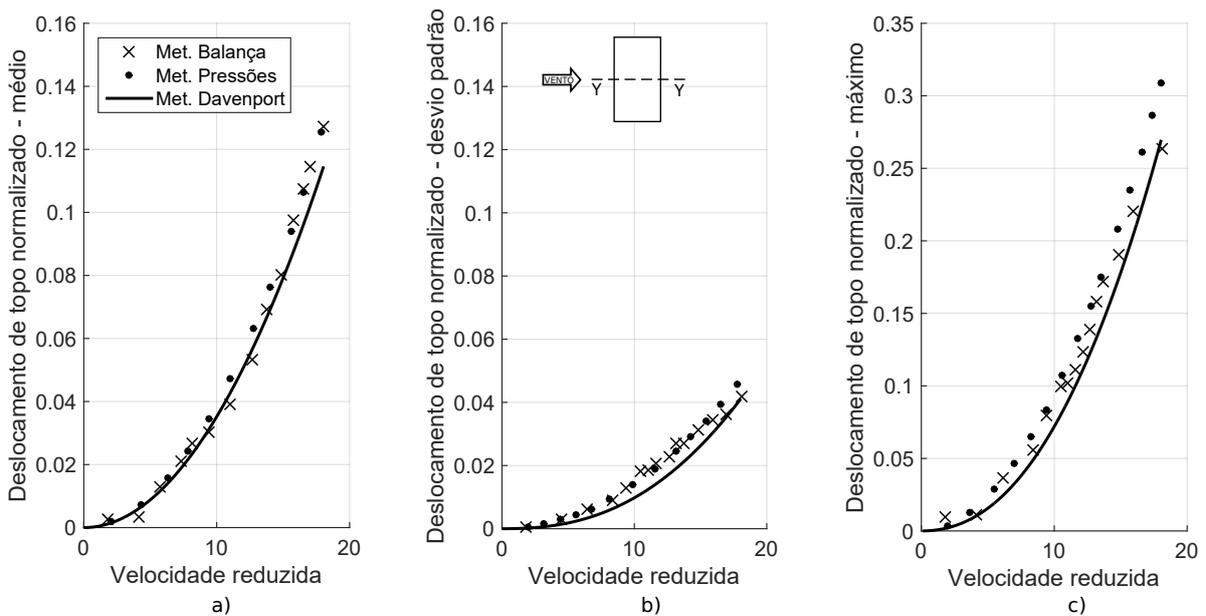


Figura 6.23 – Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo Y com parâmetros de Oliveira (2009). a) Médio b) Desvio padrão c) Máximo.

Na Figura 6.22 a) e c) são apresentados os gráficos com a resposta normalizada média longitudinal ao vento e com os deslocamentos máximos normalizados na direção do vento, respectivamente. Nestes gráficos, os valores medidos com a utilização da balança BD3GDL e os obtidos a partir dos ensaios de medidas de pressão em alta frequência são comparados com os obtidos pelo MD. Pode-se observar um bom ajuste entre si, exceto para velocidades reduzidas acima de 10, para as quais as amplitudes medidas com o MD nos deslocamentos máximos são de 10% a 15% maiores do que os resultados experimentais com a balança e chegando até 27% mais elevado em relação às medidas pela técnica das pressões nas repostas médias. Quanto ao desvio padrão da resposta normalizada, exibidos na Figura 6.22 b), apresentam um excelente ajuste entre os valores em toda gama de velocidades ensaiadas.

A Figura 6.23 mostra a resposta do edifício na direção Y (longitudinal ao vento) para o ângulo de incidência do vento igual a 0° , sendo em a) o deslocamento normalizado médio, em b) o desvio padrão do deslocamento normalizado, e em c) o máximo deslocamento normalizado. Nos três gráficos pode-se perceber a boa concordância da curva referente aos resultados do MD com os resultados experimentais. No gráfico do desvio padrão dos deslocamentos longitudinais normalizados, Figura 6.23 b), pode-se notar que entre as velocidades reduzidas 9 e 14 os resultados determinados pela aplicação do MD subestimaram os deslocamentos em relação as respostas dos métodos experimentais, apresentando uma diferença em torno de 28% entre os valores. Nos resultados do gráfico do máximo deslocamento normalizado, Figura 6.23 c), também se obteve valores menores com o MD, principalmente em relação aos medidos pelas pressões em alta frequência, apresentando uma diferença em torno de 17%. Os gráficos da Figura 6.23 a) indicaram a melhor correlação entre as parcelas das respostas na direção Y .

Das respostas determinadas em termos de deslocamento de topo do CAARC pelo MD, a partir dos parâmetros dos ensaios de Oliveira (2009), mostrados nas Figuras 6.22 e 6.23, foi extraído os valores para as velocidades $\bar{U} = 20, 30$ e $40m/s$, resumidos nas Tabelas 6.18 à 6.20 e ilustrados graficamente na Figura 6.24.

Tabela 6.18 – Deslocamento de topo do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 20m/s$.

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
$X(0^\circ)$	2,92	1,73	4,65
$Y(90^\circ)$	5,13	2,98	8,11

Tabela 6.19 – Deslocamento de topo do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 30m/s$.

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	6,58	4,48	11,06
Y(90°)	11,55	7,60	19,15

Tabela 6.20 – Deslocamento de topo do CAARC (Oliveira (2009)) pelo MD. $\bar{U} = 40m/s$.

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	11,70	8,99	20,69
Y(90°)	20,52	15,04	35,56

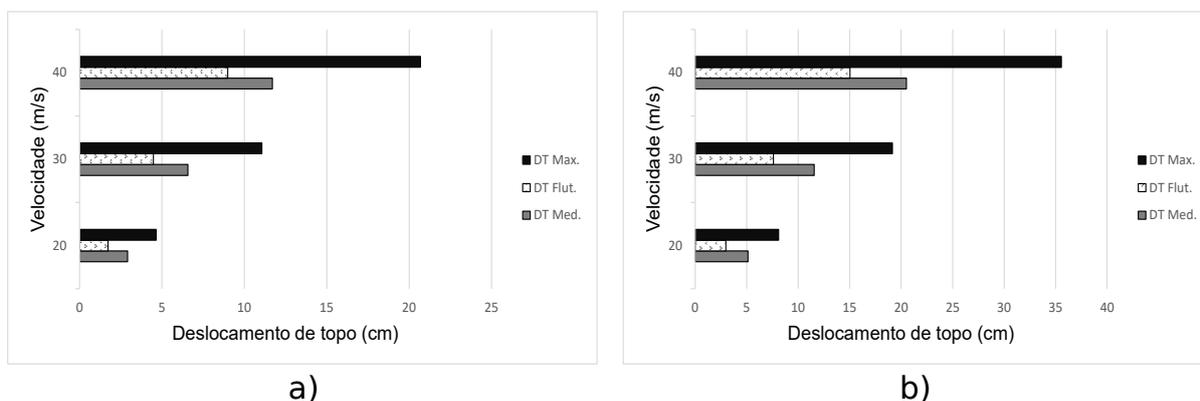


Figura 6.24 – Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). a) No eixo X b) No eixo Y.

Os resultados das Tabelas 6.18 à 6.20 foram comparados com os das Tabelas 6.15 à 6.17. Nas três velocidades houve um padrão de diferenças nos resultados, atingindo uma média de 8,2% entre as respostas médias, 44,5% entre as respostas flutuantes e 12,4% entre as respostas máximas. Essas diferenças estão em coerência com aquelas encontradas entre as respostas em termos de esforços solicitantes na base do CAARC, evidenciando que as respostas flutuantes estão mais suscetíveis às mudanças dos parâmetros que caracterizam a turbulência do vento.

Pelos gráficos da Figura 6.24 nota-se que o comportamento nas parcelas das respostas dinâmicas em termos de deslocamento de topo seguem o mesmo padrão das solicitações de base do CAARC, onde se tem uma tendência não-linear no incremento dessas respostas com o aumento da velocidade, assim como a maior importância das parcelas médias para a resposta total em relação às flutuações de pico.

• **BASIC BUILDING**

O projeto realizado pelo "International HFBB Comparison Project" teve seus resultados divulgados em IAWE (2012b), mas apenas em termos de momentos fletores médios e máximos na base do modelo analisado, porém são apresentados aqui os resultados das respostas em termos de deslocamento no topo do *Basic Building*, aplicando o MD com os parâmetros da Tabela 6.11, para as velocidades de $\bar{U} = 20, 30$ e $40m/s$. As Tabelas 6.21 à 6.23 discriminam esses valores, que são ilustrados graficamente na Figura 6.25.

Tabela 6.21 – Deslocamento de topo do *Basic Building* (IAWE (2012a)) pelo MD.

$$\bar{U} = 20m/s.$$

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	2,97	3,50	6,47
Y(90°)	5,22	6,20	11,42

Tabela 6.22 – Deslocamento de topo do *Basic Building* (IAWE (2012a)) pelo MD.

$$\bar{U} = 30m/s.$$

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	6,69	8,90	15,59
Y(90°)	11,74	15,74	27,48

Tabela 6.23 – Deslocamento de topo do *Basic Building* (IAWE (2012a)) pelo MD.

$$\bar{U} = 40m/s.$$

Direção (sentido de)	Deslocamento de topo (cm)		
	Médio	Flutuante	Máximo
X(0°)	11,89	17,64	29,53
Y(90°)	20,86	31,00	51,87

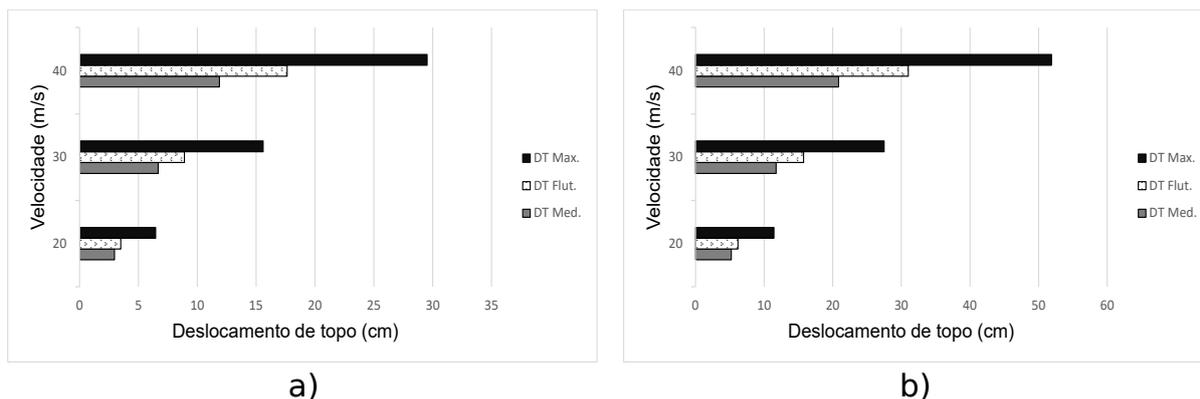


Figura 6.25 – Respostas em termos de deslocamento de topo do *Basic Building* com parâmetros de IAWC (2012a). a) No eixo X b) No eixo Y.

Os resultados das Tabelas 6.12 à 6.14 foram comparados com os das Tabelas 6.8 à 6.10. Nas três velocidades houve um padrão de diferenças nos resultados, atingindo uma média de 1,6% nas respostas médias, 50,7% nas respostas flutuantes e 29,6% nas respostas máximas.

Pelos gráficos da Figura 6.25 nota-se que o comportamento nas parcelas das respostas dinâmicas em termos de deslocamento de topo seguem o mesmo padrão das solicitações de base do *Basic Building*, onde se tem as parcelas médias com menor influência para a resposta total em relação às flutuações de pico, devido as características da turbulência do vento simuladas experimentalmente e medidas no topo do modelo.

Apesar de não ser o mesmo modelo, as propriedades dos protótipos CAARC e *Basic Building* são equivalentes, apresentando uma variação significativa apenas nos parâmetros de caracterização da turbulência do vento simulado nos ensaios utilizados nessa pesquisa. Dessa forma os deslocamentos de topo obtidos através do MD para os dois casos, foram comparados com o intuito de quantificar a influência que essa mudança de valores exerce nas parcelas dessa resposta, os resultados podem ser vistos no Apêndice C.

7 - APLICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

Atualmente, muitas normas de projeto contemplam procedimentos para a previsão das respostas dinâmicas de estruturas com o vento como principal forma de excitação. Pode-se citar como exemplos a NBR-6123/88 no Brasil, o Eurocode 1-4/2005, o NBCC/85 no Canadá e a AS1170.2/89 da Austrália; que estipulam, entre outras prescrições, que estruturas com frequência natural de 1 Hz ou menos devem ser projetadas através de análise dinâmica por serem consideradas flexíveis, estando mais propícias aos efeitos de ressonância.

Nesse capítulo serão determinadas as respostas do edifício CAARC através dos dados experimentais referentes ao vento simulado nas referências citadas no capítulo 5, utilizando os procedimentos de análise dinâmica das normas *NBR 6123* (1988) e o *Eurocode 1-4* (2005).

As normas analisadas foram escolhidas no intuito de avaliar as divergências nos resultados causadas pela diferença dos parâmetros adotados em cada uma, como por exemplo:

- O espectro de turbulência, ambas diferentes do proposto por Davenport;
- Leis que definem o perfil de velocidades médias do vento;
- Fator de pico g ; e
- Coeficientes de decaimento C_y e C_z .

Além de serem documentos mais acessíveis na literatura.

7.1 - MÉTODO DA NBR 6123/1988

A norma brasileira traz em seu texto duas metodologias de análise dinâmica das estruturas: o método simplificado, que considera para a resposta dinâmica da estrutura a contribuição apenas do modo fundamental de vibração, representado com precisão satisfatória pela expressão $(\frac{z}{h})^\lambda$, onde λ representa o tipo de estrutura e o método discreto, aplicado em edificações com formas modais a partir da discretização de um modelo unifilar da estrutura. Esse processo se baseia no método do fator de rajada, item 4.3, proposto por Davenport, porém modificando a forma de determinar a variância da resposta, sendo obtida por integração da densidade espectral da resposta de maneira direta e não pela divisão do espectro em partes quase-estática e ressonante.

O método simplificado é aplicável a estruturas de altura inferior a 150 m. Como os protótipos

estudados nesse trabalho possui altura equivalente a 180 m foi utilizado apenas o método discreto como ferramenta de cálculo para as respostas dinâmicas do edifício.

7.1.1 - Fundamentação do Método Discreto

O método discreto deverá ser aplicado para uma edificação com suas propriedades variando com a altura, onde sua estrutura será representada por um modelo discretizado como mostra a Fig. 7.1.

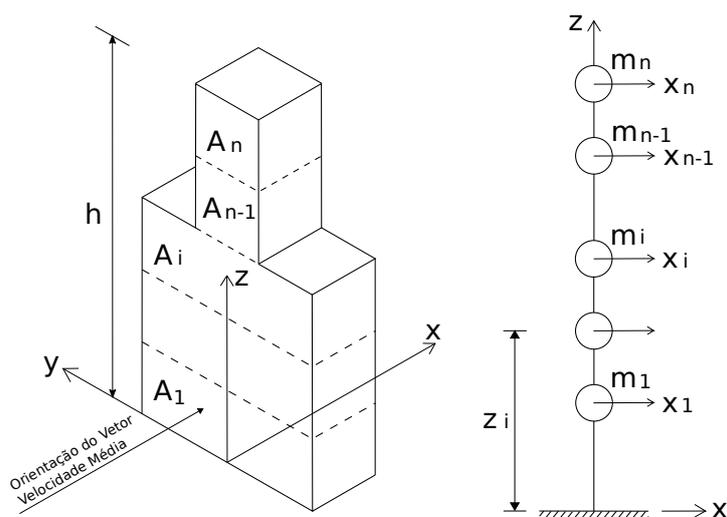


Figura 7.1 – Esquema para o modelo dinâmico discreto (NBR 6123 1988).

Em que x_i , A_i , m_i , z_i e z_r correspondem respectivamente ao deslocamento, área de influência, massa discreta do elemento, altura do elemento e altura de referência da coordenada i . A norma afirma que um modelo com 10 graus de liberdade ($n = 10$) fornece uma precisão adequada nos resultados, e que se a edificação apresentar variações importantes em suas características um número maior de elementos poderá ser necessário.

Depois de estabelecer o modelo da estrutura, utilizando-se da teoria de vibrações, obtém-se a frequência natural f_j e a forma modal \bar{X}_j correspondentes ao modo j para r modos retidos na solução. Contudo, para edificações muito esbeltas, deve-se computar as contribuições dos modos até que as forças equivalentes ao modo r sejam desprezíveis. A força total $F_{j,i}$ aplicada ao nó i é calculada Eq. 7.1.

$$F_{j,i} = \bar{F}_{j,i} + \hat{F}_{j,i} \quad (7.1)$$

As componentes $\bar{F}_{j,i}$ e $\hat{F}_{j,i}$ são respectivamente a força média e a força flutuante de pico, dadas pela Eq. 7.2 e Eq. 7.3, respectivamente.

$$\bar{F}_{j,i} = \bar{q}_0 b^2 C_{a,i} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (7.2)$$

$$\widehat{F}_{j,i} = F_H \Psi_i \phi_{j,i} \quad (7.3)$$

Com a pressão dinâmica do vento para a velocidade de projeto, \overline{V}_p , dado pela Eq. 7.4.

$$\overline{q}_0 = 0.613 \overline{V}_p^2 \quad (7.4)$$

Os parâmetros b e p dependem da categoria do terreno e do intervalo de tempo da ação, indicados na Tabela 21 da norma; $C_{a,i}$ é o coeficiente de arrasto, determinado pela Figura 4 (vento de baixa turbulência) ou Figura 5 (vento de alta turbulência) da norma para edificações paralelepípedicas.

A massa adimensionalizada é determinada pela Eq. 7.5.

$$\Psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (7.5)$$

Onde m_0 é a massa arbitrária de referência.

A força F_H é dada pela Eq. 7.6.

$$F_H = \overline{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i \phi_{j,i}}{\sum_{i=1}^n \Psi_i \phi_{j,i}^2} \xi \quad (7.6)$$

Onde A_0 é a área de referência arbitrária e ξ (Figuras 14 a 18 da norma) é o coeficiente de amplificação dinâmica; β_i é dado pela Eq. 7.7.

$$\beta_i = C_{a,i} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (7.7)$$

As equações apresentadas aqui foram transcritas da norma *NBR 6123* (1988), porém os fundamentos de suas deduções podem ser vistos na sua totalidade em Galidez (1979) e resumidamente em Blessmann (2005) e Algaba (2016).

7.2 - MÉTODO DO EUROCODE 1-4/2005

A norma europeia EN 1991:1-4, conhecida por Eurocode, propõe um conjunto de definições sistemáticas, baseada no modelo do fator de rajada proposto por Alan Davenport, para determinar as ações do vento para projetos de estruturas civis, tanto na sua análise global como em elementos específicos.

O documento contém os chamados anexos nacionais, onde cada país que adota a norma determina um conjunto de condições físicas e climáticas característica de cada região. Além de ser composto por seis anexos que possibilitam, de forma simplificada, quantificar o comportamento fluido-estrutura e também fornecem algumas propriedades dinâmicas das edificações. Essas definições são de grande importância para uma adequada descrição da ação do vento.

Contudo as prescrições dessa norma não são aplicáveis à edifícios com alturas superiores a 200 m, limitando as condições de análise.

7.2.1 - Fundamentação do Método Coeficiente Estrutural $c_s c_d$

O presente regulamento cobre a resposta dinâmica devida à turbulência na direção longitudinal do vento em ressonância com as vibrações na direção deste, segundo o modo fundamental de vibração das estruturas.

A resposta dinâmica da estrutura é obtida a partir das forças exercidas pelo vento em função da pressão de pico definida de maneira direta, ao contrário da *NBR 6123* (1988) que ainda define uma velocidade de projeto para determinar as pressões dinâmicas. A pressão de pico é dada pela Eq. 7.8.

$$q_p(z) = [1 + 7I_u(z)] \frac{1}{2} \rho_{ar} v_m^2(z) \quad (7.8)$$

Em que ρ_{ar} é a massa específica do ar; I_u é a intensidade de turbulência à altura z , dada pela Eq. 7.9 e $v_m(z)$ é a velocidade média do vento à uma altura z acima da superfície, calculada pela Eq. 7.10.

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u}{v_m(z)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (7.9)$$

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b \quad (7.10)$$

$$\sigma_u = k_r v_b k_I \quad (7.11)$$

Com o desvio padrão das flutuações da velocidade para as componentes nas direções dos três eixos de referência, σ_u , dado pela Eq. 7.11; c_o é o coeficiente de orografia; v_b é o valor de referência da velocidade do vento relacionada à direção do vento e à época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície num terreno plano e k_I é o coeficiente de turbulência.

O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, pode ser encontrado para duas situações, descritas nas

Eq. 7.12 e Eq. 7.13

$$c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (7.12)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min} \quad (7.13)$$

Onde z_0 é o comprimento de rugosidade do terreno.

Em que o coeficiente de terreno, k_r , que depende do comprimento de rugosidade, é definido pela Eq. 7.14.

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (7.14)$$

Sendo $z_{0,II} = 0.05\text{m}$ (Categoria de terreno II; Quadro 4.1 do Eurocode); z_{min} a altura mínima definida no Quadro 4.1 do Eurocode e z_{max} a altura máxima igual a 200 m (limite permitido pelo Eurocode).

O cálculo das forças exercidas pelo vento sobre uma edificação pode ser realizado tanto pelos coeficientes de força quanto pelas pressões nas superfícies. De acordo com o Eurocode a força exercida pelo vento sobre uma construção pode ser obtida diretamente pela Eq. 7.15.

$$F_w = c_s c_d \sum_{\text{elementos}} c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (7.15)$$

Sendo z_e a altura de referência para a pressão exterior exercida pelo vento e A_{ref} a área de referência da construção ou do elemento analisado.

O coeficiente de força (arrasto), c_f , Eq. 7.16, é determinado por parâmetros que dependem das propriedades geométricas da estrutura e da direção de incidência do vento.

$$c_f = c_{f,0} \Psi_r \Psi_\lambda \quad (7.16)$$

Onde $c_{f,0}$ é o coeficiente de força (Figura 7.23 do Eurocode); Ψ_r é o coeficiente de redução (Figura 7.24 do Eurocode) e Ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade (Figura 7.36 do Eurocode).

O coeficiente estrutural, $c_s c_d$, calculado na Eq. 7.17, leva em conta o efeito nas ações do vento da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície (c_s , Eq. 7.18), em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência (c_d , Eq. 7.19).

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 k_p I_u(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_u(z_s)} \quad (7.17)$$

$$c_s = \frac{1 + 7 I_u(z_s) \sqrt{B^2}}{1 + 7 I_u(z_s)} \quad (7.18)$$

$$c_d = \frac{1 + 2 k_p I_u(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_u(z_s) \sqrt{B^2}} \quad (7.19)$$

Sendo k_p o fator de pico, definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta; B^2 o coeficiente de resposta quase-estática, em que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície da construção e R^2 o coeficiente de resposta ressonante, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração.

Esses parâmetros poderão ser determinados através de dois procedimentos distintos, descritos adiante. Já a altura de referência, z_s , para obtenção do coeficiente estrutural, é calculada pela Eq. 7.20 para o caso de construções verticais tais como edifícios.

$$z_s = 0,6 h \leq z_{min} \quad (7.20)$$

Sendo h a altura total da edificação, como indicado na Figura 7.2.

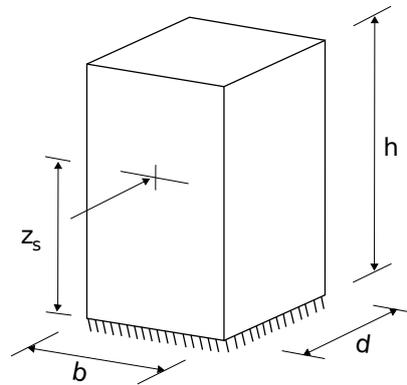


Figura 7.2 – Forma da construção abrangida pelo método de cálculo (*Eurocode 1-4 2005*).

• **Procedimento 1 para a determinação de $c_s c_d$ (Anexo B do Eurocode)**

O coeficiente de resposta quase-estática B^2 é determinado pela Eq. 7.21.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} \quad (7.21)$$

Onde b e h é, respectivamente, a largura e a altura da construção, Figura 7.2, e $L(z_s)$ é a escala de turbulência na altura de referência z_s , Eq. 3.31.

O fator de pico, k_p , será obtido através da expressão já apresentada nas Eqs. 4.22 e 4.39, e aqui novamente reproduzida na Eq. 7.22.

$$k_p = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \geq 3 \quad (7.22)$$

Sendo T a duração de integração da velocidade média do vento e ν a frequência de passagens ascendentes, dada pela Eq. 7.23.

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0.08 Hz \quad (7.23)$$

Onde $n_{1,x}$ é a frequência própria (natural ou fundamental) da estrutura. O limite definido por $\nu = 0.08 Hz$ corresponde ao fator de pico $k_p = 3$.

O coeficiente de resposta em ressonância, R^2 , deverá ser calculado através da Eq. 7.24.

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (7.24)$$

A função de densidade espectral de potência adimensional, S_L , é dada na Eq. 3.29, R_h , R_b são as funções de admitância aerodinâmica e δ o decremento logarítmico total de amortecimento, calculado na Eq. 7.25.

$$\delta = 2\pi\zeta \quad (7.25)$$

Em que ζ é a razão de amortecimento crítico definido na admitância mecânica, Eq. 4.11.

As funções de admitância aerodinâmica, para uma configuração de modo fundamental, poderão ser estimadas através das Eq. 7.26 e Eq. 7.27.

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2}(1 - e^{-2\eta_h}); \quad R_h = 1 \text{ para } \eta_h = 0 \quad (7.26)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2}(1 - e^{-2\eta_b}); \quad R_b = 1 \text{ para } \eta_b = 0 \quad (7.27)$$

Onde os parâmetros η_h e η_b são obtidos através das Eq. 7.28 e Eq. 7.29.

$$\eta_h = \frac{4.6h}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (7.28)$$

$$\eta_b = \frac{4.6b}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (7.29)$$

Com a frequência adimensionalizada, $f_L(z_s, n_{1,x})$, determinada pela Eq. 3.30.

• **Procedimento 2 para a determinação de $c_s c_d$ (Anexo C do Eurocode)**

O coeficiente de resposta quase-estática B^2 é determinado pela Eq. 7.30.

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_s)} \frac{h}{L(z_s)}\right)^2}} \quad (7.30)$$

O coeficiente de resposta em ressonância, R^2 , deverá ser calculado através da Eq. 7.31.

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) K_s(n_{1,x}) \quad (7.31)$$

A função de efeito redutor de dimensão, K_s , poderá ser estimada através da Eq. 7.32.

$$K_s(n) = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_y \phi_y)^2 + (G_z \phi_z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} G_y \phi_y G_z \phi_z\right)^2}} \quad (7.32)$$

Onde os parâmetros ϕ_y e ϕ_z são obtidos através das Eq. 7.33 e Eq. 7.34.

$$\phi_y = \frac{c_y b n}{v_m(z_s)} \quad (7.33)$$

$$\phi_z = \frac{c_z h n}{v_m(z_s)} \quad (7.34)$$

Sendo que G_y e G_z são constantes que dependem, respectivamente, da variação da configuração modal ao longo do eixo horizontal y e do eixo vertical z . (Quadro C.1 do Eurocode); c_y e c_z são as constantes de decaimento, ambas iguais a 11,5.

7.3 - APLICAÇÃO NO CAARC

Como exemplo de aplicação das normas *NBR 6123* (1988) e *Eurocode 1-4* (2005), serão determinadas as respostas dinâmicas na base e no topo do edifício CAARC a partir dos parâmetros experimentais utilizados no trabalho de Oliveira (2009), disponíveis na Tabela 6.7. Seus valores serão comparados com as respostas geradas pelo MD, apresentadas no Capítulo 6.

Antes de apresentar as respostas em termos de esforços solicitantes (base) e de deslocamento (topo), será realizado os cálculos necessários para determinação do perfil de velocidade e de forças atuantes, seguindo a ordem de aplicação: **1) NBR 6123** (1988) e **2) Eurocode 1-4** (2005).

7.3.1 - Perfil da Velocidade Média do Vento

1) NBR 6123 (1988)

Pelo parâmetro de rugosidade $p = 0,34$, o vento simulado por Oliveira, 2009 pode ser classificado como equivalente ao da categoria V da norma brasileira para $t = 3600s$, conforme a Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Parâmetros da categoria V da NBR 6123 (1988).

p	b	F_r	$z_o(m)$	S_1	S_2	S_3	C_{as}
0,35	0,44	0,65	1,75	1	0,79	1	0,0527

Onde F_r é o fator de rajada, que segundo a norma é sempre equivalente à categoria II e assim como p e b foram extraídos da tabela 21 da norma. O valor de $z_o(m)$ foi retirado de Blessmann (2013), modificado em relação ao adotado pela norma. O coeficiente de arrasto superficial, C_{as} , é calculado pela Eq. 3.6 para uma altura de referência de $z_r = 10m$. O fator S_2 é determinado pela Eq. 7.35.

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (7.35)$$

É importante destacar que a intensidade de turbulência no topo do edifício ($z = 182,88m$) medida experimentalmente ($I_u = 0,071$) não corresponde à determinada pela norma para a categoria V, que pela Eq. 3.10 será $I_u = 0,214$. Mesmo com essa diferença os resultados dessa norma serão comparados com os resultados determinados pelo MD, calculados para $I_u = 0,071$.

Os perfis de velocidades médias não serão formados para todas as velocidades contidas no intervalo ensaiado por Oliveira (2009), ou seja de $20m/s$ a $160m/s$, mas apenas pelas velocidades $\bar{U}_r = 20, 30$ e $40m/s$. Essa limitação é devido aos gráficos do coeficiente de amplificação dinâmica, fornecidos pela norma, que é dado em função da velocidade de projeto reduzida, tendo seu limite máximo atingido em $\bar{U}_r = 40m/s$. A opção de extrapolar esses gráficos não foi cogitado.

A velocidade simulada ou característica do vento, V_k , é dada pela Eq. 7.36.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (7.36)$$

Dessa equação podemos determinar as velocidade básicas, V_0 , do vento para cada velocidade de projeto. A Tabela 7.2 exhibe os resultados dessa velocidade.

Tabela 7.2 – Velocidade básica para categoria V da *NBR 6123* (1988).

$\bar{U}_{topo}(m/s)$	V_0
20	25,31
30	37,97
40	50,63

A velocidade de projeto para a análise dinâmica, \bar{V}_p , Eq. 7.37, será modificada em relação ao que a norma determina, pois nela é tomada a velocidade média para um tempo de $t = 600s$, já na análise dessa pesquisa $t = 3600s$.

$$\bar{V}_p = F_r V_0 S_1 S_3 \quad (7.37)$$

A Tabela 7.3 exibe os resultados das velocidades de projeto.

Tabela 7.3 – Velocidade de projeto para categoria V da *NBR 6123* (1988).

$\bar{U}_{topo}(m/s)$	\bar{V}_p
20	16,45
30	24,68
40	32,90

2) *Eurocode 1-4* (2005)

Na aplicação do *Eurocode 1-4* (2005) será considerado o edifício num terreno de categoria IV, última classificação dessa norma. O valor do coeficiente de rugosidade dessa classificação é $z_0 = 1,0m$, abaixo do estabelecido pela norma brasileira em sua última categoria. A Tabela 7.4 trás os valores dos parâmetros iniciais, considerados na norma.

Tabela 7.4 – Parâmetros da categoria IV do *Eurocode 1-4* (2005).

$z_0(m)$	c_0	$z_{0,II}(m)$	k_I	$z_{max}(m)$
1	1	0,05	1	200

Ao contrário da *NBR 6123* (1988) o *Eurocode 1-4* (2005) permite o cálculo das respostas para qualquer velocidade na análise dinâmica, assim será contemplada toda variação da velocidade ensaiada por Oliveira (2009), considerando aqui intervalos a cada $10m/s$.

A velocidade de fricção é determinada substituindo os valores conhecidos na lei logarítmica da velocidade média, a Tabela 7.5 mostra para as velocidades médias no topo de $\bar{U}_r = 20, 30$ e $40m/s$. O restante das velocidades seguem o mesmo raciocínio.

Tabela 7.5 – Velocidade de ficção para categoria IV do *Eurocode 1-4* (2005).

$\overline{U}_{topo}(m/s)$	$u_o^*(m/s)$
20	1,54
30	2,30
40	3,07

A partir da velocidade média do vento, Eq. 7.10, e dos coeficientes determinados pelas Eqs. 7.14 e 7.12, determina-se a velocidade básica de vento, v_b . Para caracterizar o vento aplicado na norma com o experimental, deve-se determinar a intensidade de turbulência, dada pelas Eqs. 7.11 e 7.9 ou pela Eq. 3.11. A Tabela 7.6 mostra os valores desses parâmetros para as três primeiras velocidades no topo do edifício, o restante foi omitido por possuir as mesmas rotinas de cálculos.

Tabela 7.6 – Velocidade básica para categoria IV do *Eurocode 1-4* (2005).

$\overline{U}_{topo}(m/s)$	k_r	$c_r(z)$	$v_b(m/s)$	σ_v	$I_u(z)$
20	0,23	1,22	16,39	3,84	0,192
30	0,23	1,22	24,58	5,76	0,192
40	0,23	1,22	32,77	7,68	0,192

Assim como na *NBR 6123* (1988) o *Eurocode 1-4* (2005) não permite representar o vento experimental em sua totalidade devido à intensidade de turbulência no topo do edifício ($z = 182,88m$), já que a medida experimentalmente foi $I_u = 0,071$ e a determinada pela norma para a categoria IV será $I_u = 0,192$. Mesmo com essa diferença os resultados dessa norma serão comparados com os resultados determinados pelo MD, calculados para $I_u = 0,071$.

Os perfis de velocidades médias para cada velocidade usadas na *NBR 6123* (1988) e no *Eurocode 1-4* (2005), são gerados pelas Eqs. 3.3 e 3.4, respectivamente. A comparação entre eles pode ser observado na Figura 7.3.

É possível verificar pelos gráficos da Figura 7.3 que os perfis gerados pela lei potencial, adotada pela norma brasileira, gera valores de velocidades menores e com melhor ajuste em maiores alturas do que o perfil da lei logarítmica, adotado pela norma europeia, que possui melhor comportamento nas regiões mais próximas do solo. A diferença do comprimento de rugosidade entre as normas é a principal causa dessa divergência.

Os perfis das velocidades $\overline{U}_r = 50$ a $160m/s$ pelo *Eurocode 1-4* (2005) não foram plotados nesse trabalho por possuir o mesmo comportamento dos exibidos.

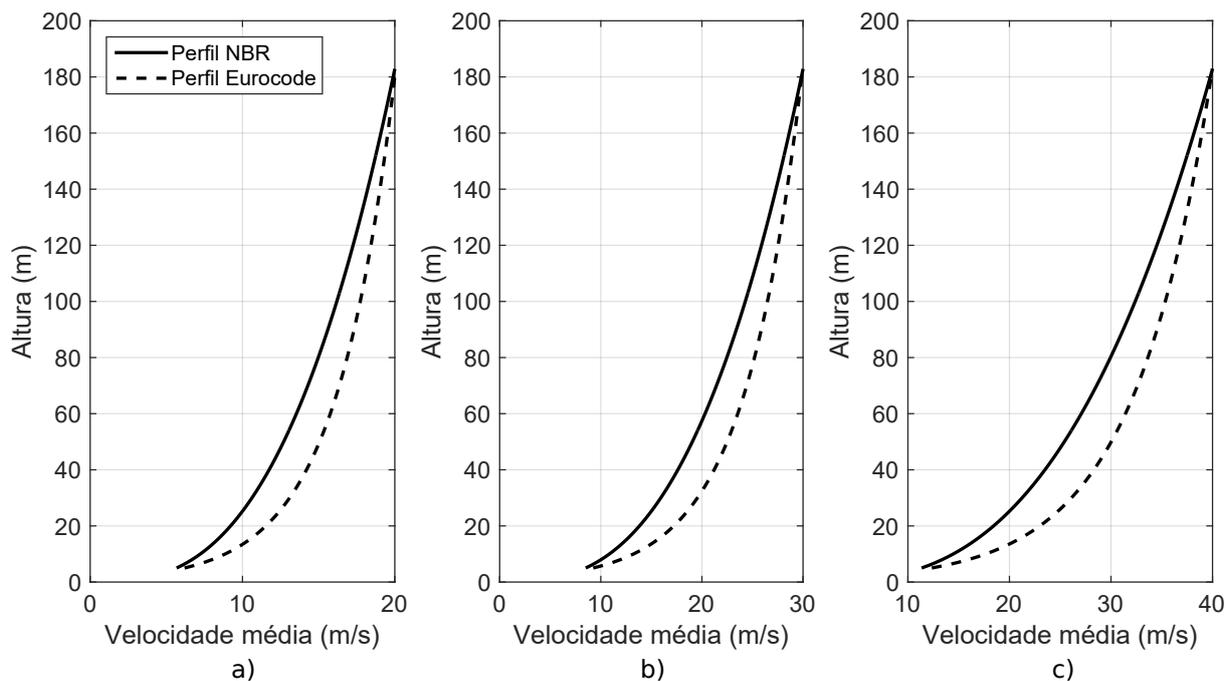


Figura 7.3 – Perfis verticais das velocidades médias a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$.

7.3.2 - Perfil de Força da Ação do Vento

1) *NBR 6123 (1988)*

A força exercida pelo vento segundo a norma brasileira é determinada pelas equações apresentadas no item 7.1. Essa força é em função da pressão dinâmica do vento, \bar{q}_0 , onde seus valores para as velocidades analisadas estão na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Pressão dinâmica para categoria V da *NBR 6123 (1988)*.

$\bar{U}_{topo}(m/s)$	$\bar{q}_0(N/m^2)$
20	165,88
30	373,38
40	663,52

Para o vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas do edifício, que possui seção retangular em planta e está assente no terreno, os coeficientes de arrasto serão determinados pela figura 4 da norma em função das relações h/l_1 e l_1/l_2 , resultando em $C_{a,X} = 1,25$, para a direção X , e $C_{a,Y} = 1,45$, para a direção Y .

O coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , é calculado a partir da figura 18 da *NBR 6123 (1988)* para a categoria V e seu valor será determinado por interpolação, já que nos gráficos da

norma não há a altura correspondente ao do edifício analisado. Os dados de entrada no gráfico serão:

Para velocidade de $\bar{U}_r = 20m/s$ na direção X :

- $\zeta = 0,01$;
- $\frac{\bar{V}_p}{f_j L} = \frac{16,45}{0,20 \cdot 1800} = 0,0457$;
- $\frac{l_1}{h} = \frac{30,48}{182,88} = 0,17$.

Para velocidade de $\bar{U}_r = 20m/s$ na direção Y :

- $\zeta = 0,01$;
- $\frac{\bar{V}_p}{f_j L} = \frac{16,45}{0,20 \cdot 1800} = 0,0457$;
- $\frac{l_1}{h} = \frac{45,72}{182,88} = 0,25$.

Como a relação l_1/h na direção X ficou entre 0 e 0,2 será necessário a obtenção do coeficiente de amplificação dinâmica nos dois quadros da figura 18 da norma, já considerando o eixo Y , apenas será necessário o uso do segundo quadro, já que a relação l_1/h ficou maior do que 0,2. Para as velocidades $\bar{U}_r = 30$ e $40m/s$ segue a mesma lógica de cálculo e por isso será omitido aqui.

Na Figura 7.4 estão os valores extraídos das curvas para as velocidades de $\bar{U}_r = 20m/s$ (vermelho), $\bar{U}_r = 30m/s$ (azul) e $\bar{U}_r = 40m/s$ (verde), considerando em ambas as direções, já que o valor da frequência natural do edifício, f_j , é o mesmo em X e Y .

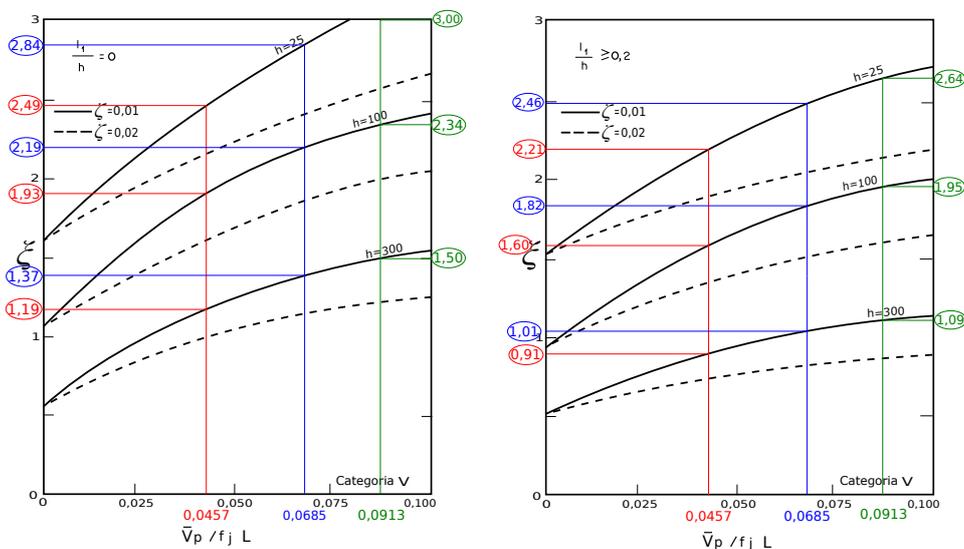


Figura 7.4 – Valores de ξ com $\bar{U}_r = 20, 30$ e $40m/s$ nas direções X e Y .

A partir desses valores são realizadas as interpolações para determinar os coeficientes de amplificação dinâmica propostos pela norma *NBR 6123* (1988) para a altura desejada. Sendo a primeira interpolação referente à altura do edifício analisado de $h = 182,88m$ para as três velocidades nas duas direções.

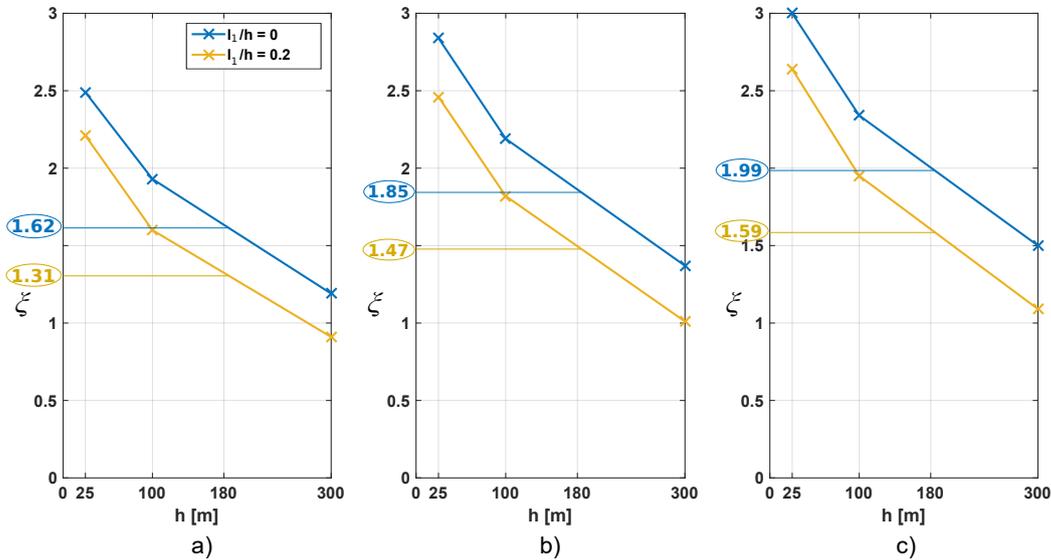


Figura 7.5 – Interpolação de ξ para $h = 182,88m$ nas direções *X* e *Y*. a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$.

A segunda interpolação será referente apenas para a direção *X*, já que o valor da relação $l_1/h = 0,17$ está muito mais próximo de $0,20$ do que para 0 . Será utilizado a Figura 7.4 a) ($\bar{U}_r = 20m/s$) como exemplo da segunda interpolação, como se pode ver na Figura 7.6. Para as outras velocidades segue o mesmo princípio e por isso omitido aqui.

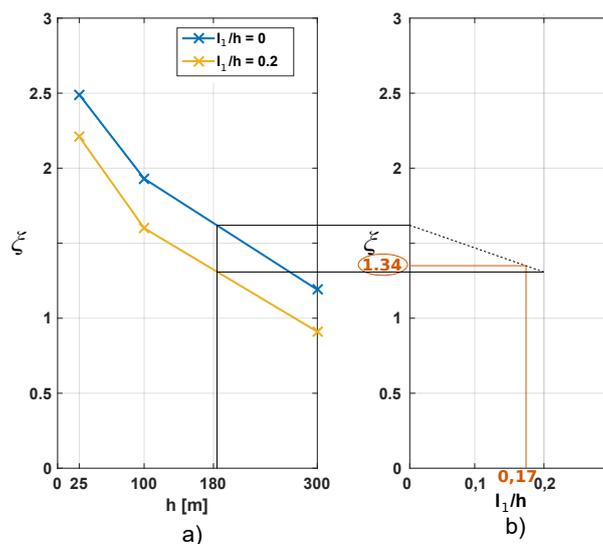


Figura 7.6 – Interpolação de ξ para $l_1/h = 0$ e $l_1/h = 0,2$ na direção *X*. a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) Valor interpolado.

A Tabela 7.8 resume os valores dos coeficientes de amplificação dinâmica após as interpolações, para cada velocidade nas duas direções de incidência.

Tabela 7.8 – Resultados dos coeficientes de amplificação dinâmica.

$\bar{U}_r(m/s)$	ξ	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
20	1,34	1,31
30	1,52	1,47
40	1,64	1,59

Para determinar as forças nodais ao longo da altura do edifício foi realizado a discretização do CAARC em 18 blocos de 10,16m de altura cada um, como se vê na Figura 7.7.

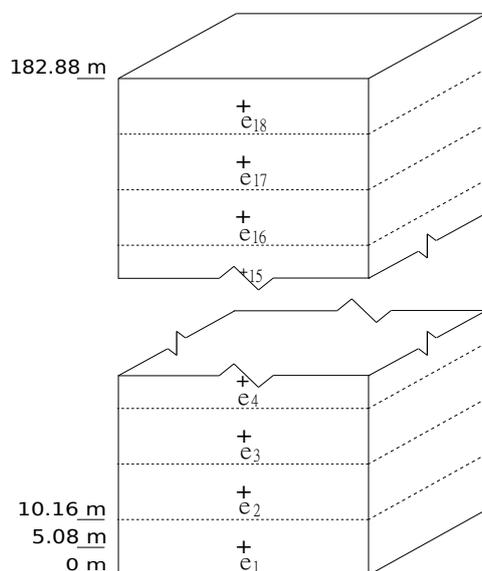


Figura 7.7 – Esquema de discretização do CAARC na direção perpendicular ao vento.

Essa divisão resultou para cada camada e_i uma massa $m_{e_i} = 2265347,7kg$ com uma área frontal de $A_{e_i,X} = 309,68m^2$ na direção do eixo X e $A_{e_i,Y} = 464,52m^2$ na direção do eixo Y .

A partir da forma modal do CAARC, apresentado na Figura 6.5, é possível extrair os deslocamento nodais, x_i , de cada camada discretizada. A Tabela 7.9 fornece esses valores.

Tabela 7.9 – Deslocamento nodais do CAARC.

e_i	$h_{e_i}(m)$	x_i	e_i	$h_{e_i}(m)$	x_i
18	177,8	0,97	9	86,36	0,47
17	167,64	0,92	8	76,2	0,42
16	157,48	0,86	7	66,04	0,36
15	147,32	0,81	6	55,88	0,3
14	137,16	0,75	5	45,72	0,25
13	127,00	0,69	4	35,56	0,19
12	116,84	0,64	3	25,4	0,14
11	106,68	0,58	2	15,24	0,08
10	96,52	0,53	1	5,08	0,03

Na Tabela 7.10 estão os parâmetros de referência usados nos cálculos da parcela flutuante das forças nodais. Com $z_r = 10m$.

Tabela 7.10 – Parâmetros de referência da *NBR 6123* (1988).

Parâmetro	Dir X	Dir Y
$A_o(m^2)$	5574, 24	8361, 36
$m_o(kg)$	10^7	10^7
Ψ	0, 227	0, 227

Assim, foram determinadas as forças nodais ao longo da altura, Figuras 7.8 e 7.9, em termos de respostas médias, flutuantes e máximas (de pico) na categoria V para cada velocidade de referência, nas duas direções de incidência do vento.

É possível notar no comportamento desses gráficos que as parcelas médias das forças são proporcionais ao perfil de velocidades $\bar{V}_p^2(z)$, ao passo que as componentes flutuantes das forças nodais seguem o perfil do modo de vibração linear, característico do CAARC.

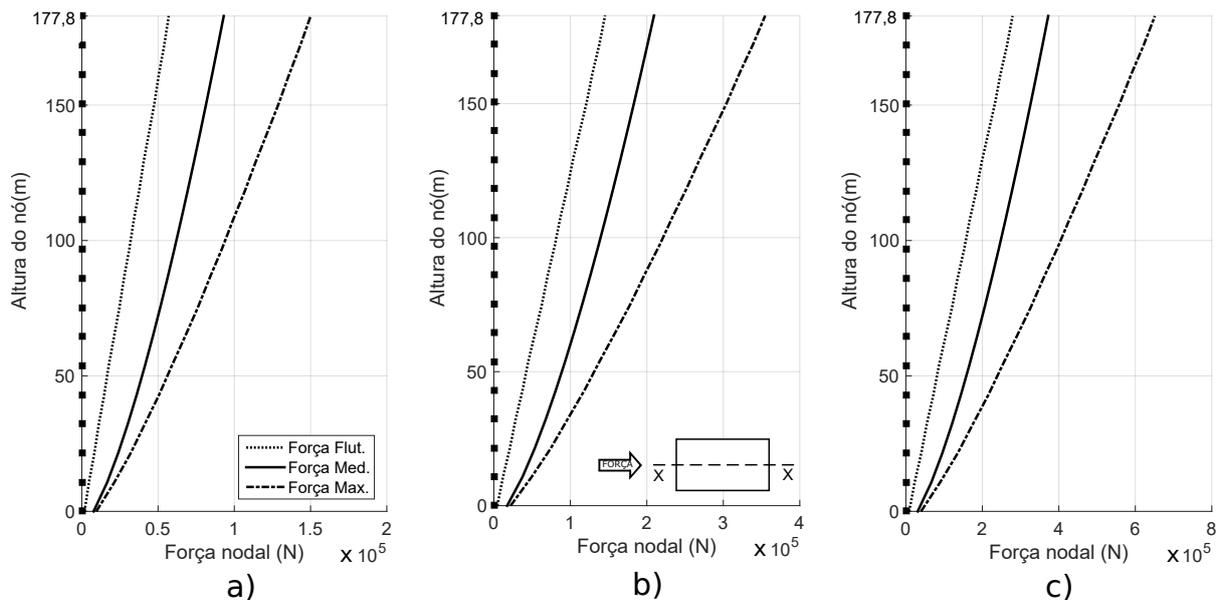


Figura 7.8 – Forças nodais no CAARC obtido pela *NBR 6123* (1988) para categoria V com a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$ na direção X.

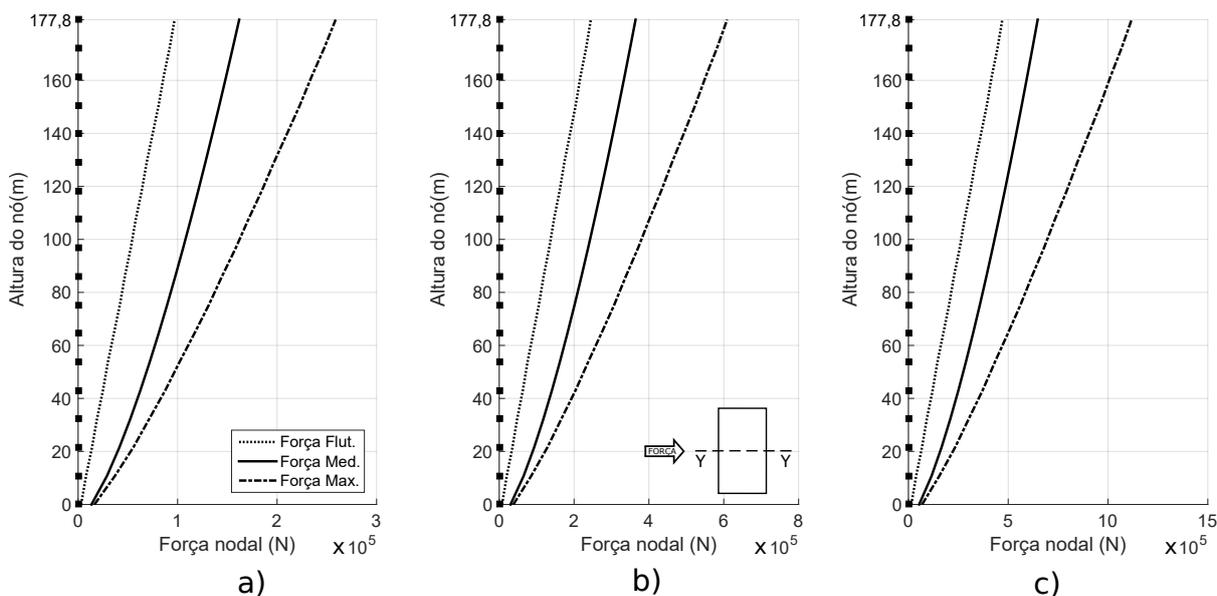


Figura 7.9 – Forças nodais no CAARC obtido pela *NBR 6123* (1988) para categoria V com a) $\bar{U}_r = 20m/s$; b) $\bar{U}_r = 30m/s$; c) $\bar{U}_r = 40m/s$ na direção Y.

2) Eurocode 1-4 (2005)

A força exercida pelo vento segundo a norma europeia é determinada pelas equações apresentadas no item 7.2. Essa força é em função da pressão dinâmica de pico do vento, q_p , que por sua vez depende da altura de referência, z_e , do edifício em camadas determinada conforme a norma, porém nesse trabalho será considerado a própria altura do nó e_i da

Figura 7.7. A Tabela 7.11 fornece os valores da pressão dinâmica de pico no topo para cada velocidade considerada.

Tabela 7.11 – Pressão dinâmica de pico no topo para categoria IV do *Eurocode 1-4* (2005).

$\bar{v}_m(m/s)$	$q_p(N/m^2)$	$\bar{v}_m(m/s)$	$q_p(N/m^2)$
20	574,75	100	14368,72
30	1293,18	110	17386,15
40	2298,99	120	20690,96
50	3592,18	130	24283,14
60	5172,74	140	28162,69
70	7040,67	150	32329,62
80	9195,98	160	36783,92
90	11638,66		

O coeficiente de arrasto (de força) é determinado em função das dimensões em planta e da esbeltez do edifício. Os parâmetros retirados das figuras 7.23, 7.24 e 7.36 da norma, além do quadro 7.16, estão na Tabela 7.12 junto com os valores do coeficiente de arrasto nas duas direções de incidência do vento.

Tabela 7.12 – Coeficiente de arrasto (força) pelo *Eurocode 1-4* (2005).

Parâmetro	<i>Dir X</i>	<i>Dir Y</i>
$c_{f,0}$	1,86	2,39
Ψ_r	1	1
Ψ_λ	0,659	0,643
c_f	1,23	1,54

Pode-se notar que na direção *X* o coeficiente de arrasto da norma europeia está bem correlacionado com o da norma brasileira, ao contrário do valor na direção *Y*, onde o *Eurocode 1-4* (2005) o superestima em relação ao obtido na *NBR 6123* (1988), apresentando uma diferença de 6%.

No Apêndice D estão os valores dos parâmetros necessários para a obtenção do fator estrutural $c_s c_d$, tanto os determinados a partir do Anexo B do *Eurocode 1-4* (2005) quanto do Anexo C dessa norma.

Assim, foram determinadas as forças nodais ao longo da altura, Figuras 7.10 e 7.11, em termos de respostas médias, flutuantes e máximas (de pico) na categoria IV para cada velocidade e áreas de referência, nas duas direções de incidência do vento.

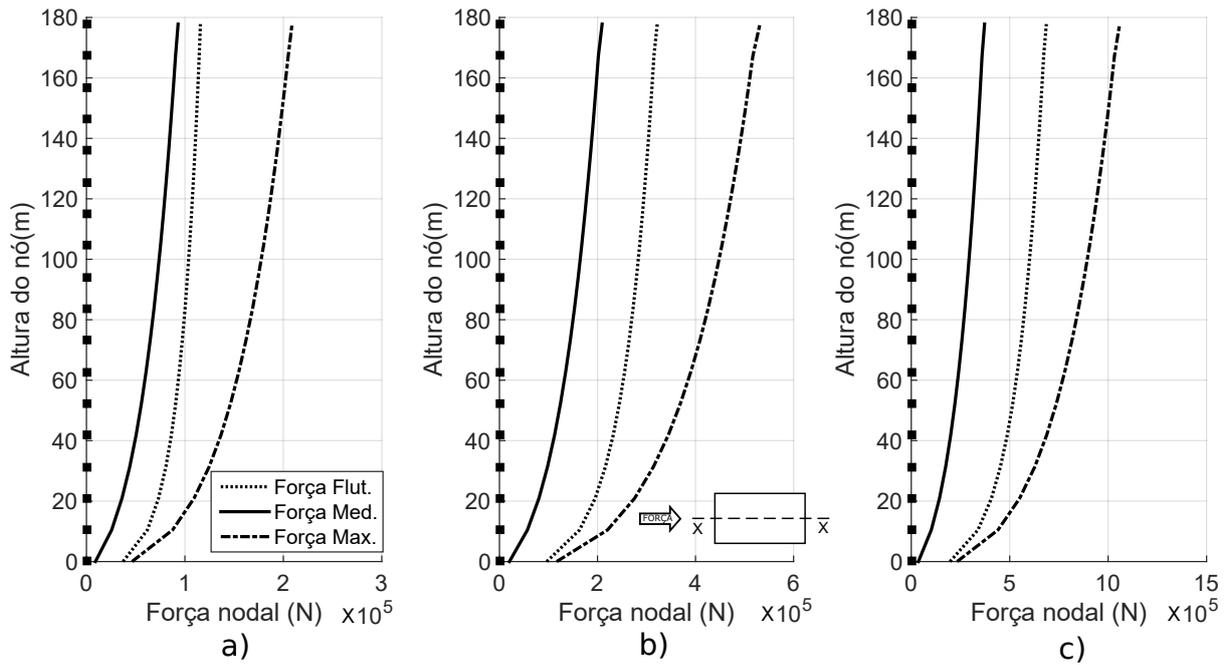


Figura 7.10 – Forças nodais no CAARC obtido pelo Anexo B do *Eurocode 1-4* (2005) para categoria IV com a) $\bar{v}_m = 20\text{m/s}$; b) $\bar{v}_m = 30\text{m/s}$; c) $\bar{v}_m = 40\text{m/s}$ na direção X .

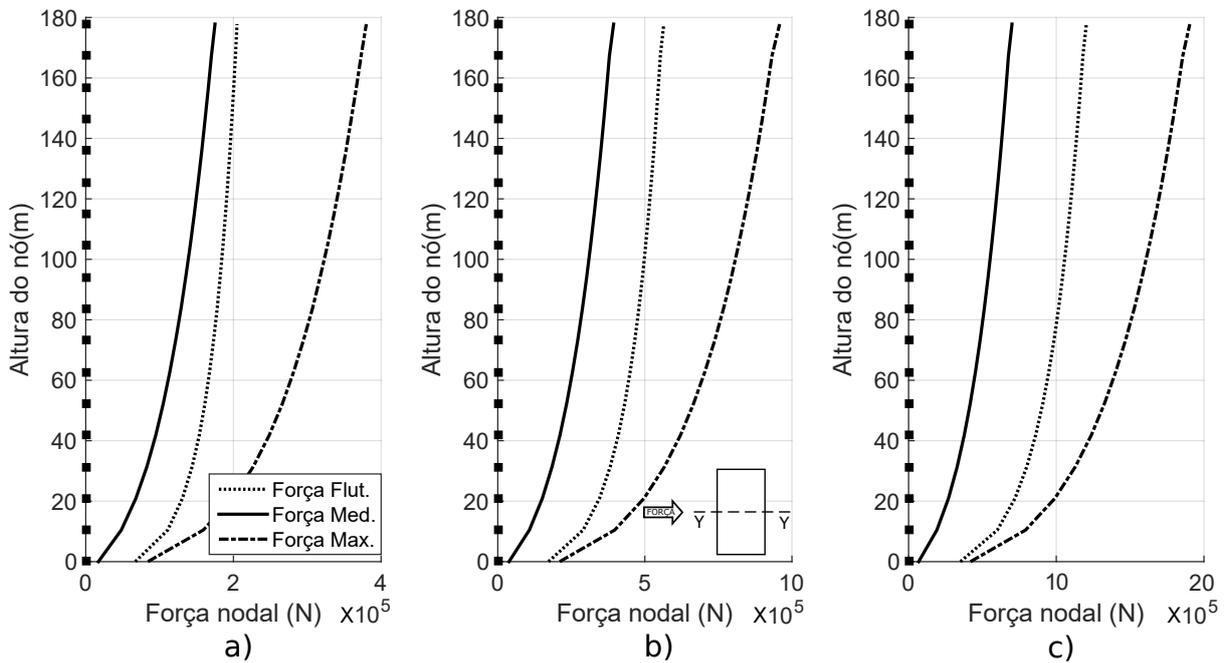


Figura 7.11 – Forças nodais no CAARC obtido pelo Anexo B do *Eurocode 1-4* (2005) para categoria IV com a) $\bar{v}_m = 20\text{m/s}$; b) $\bar{v}_m = 30\text{m/s}$; c) $\bar{v}_m = 40\text{m/s}$ na direção Y .

A partir dos gráficos das Figuras 7.10 e 7.11 é possível notar que a curva das forças máximas reflete o gráfico do perfil vertical da força média. Isso se deve ao fato da norma aplicar o fator estrutural, equivalente ao método do fator de rajada de Davenport. As forças flutuantes foram obtidas subtraindo-se as forças médias das totais em cada altura.

Por ser um intervalo grande de velocidades o restante dos gráficos não serão exibidos, porém todos apresentaram o mesmo comportamento dos mostrados anteriormente, assim como os gráficos das forças nodais determinados pelo procedimento do Anexo C do *Eurocode 1-4* (2005), que apenas tiveram seus valores um pouco inferiores aos determinados pela Anexo B.

7.3.3 - Resposta em Termos de Esforços Solicitantes na Base

Os gráficos das Figuras 7.12 a 7.15 apresentam valores comparativos da força cisalhante e do momento fletor na base do edifício em função da velocidade média no topo para as duas direções de incidência do vento. Cada uma delas mostra três gráficos indicando, respectivamente, as parcelas média - a), flutuante de pico - b) e máxima de pico - c).

Nos gráficos das respostas médias estão contidas as curvas referentes aos resultados obtidos pelas normas *NBR 6123* (1988) e *Eurocode 1-4* (2005), além da curva das solicitações obtidas através do MD, aplicando os parâmetros experimentais fornecidos em Oliveira (2009).

Nos gráficos das respostas flutuantes e máximas estão os valores normativos, apresentando os resultados dos dois procedimentos da norma europeia. Além das curvas obtidas pelo MD para dois valores de intensidade de turbulência.

Os valores normativos dos esforços solicitantes na base foram obtidos com as distribuições de força apresentadas no item anterior.

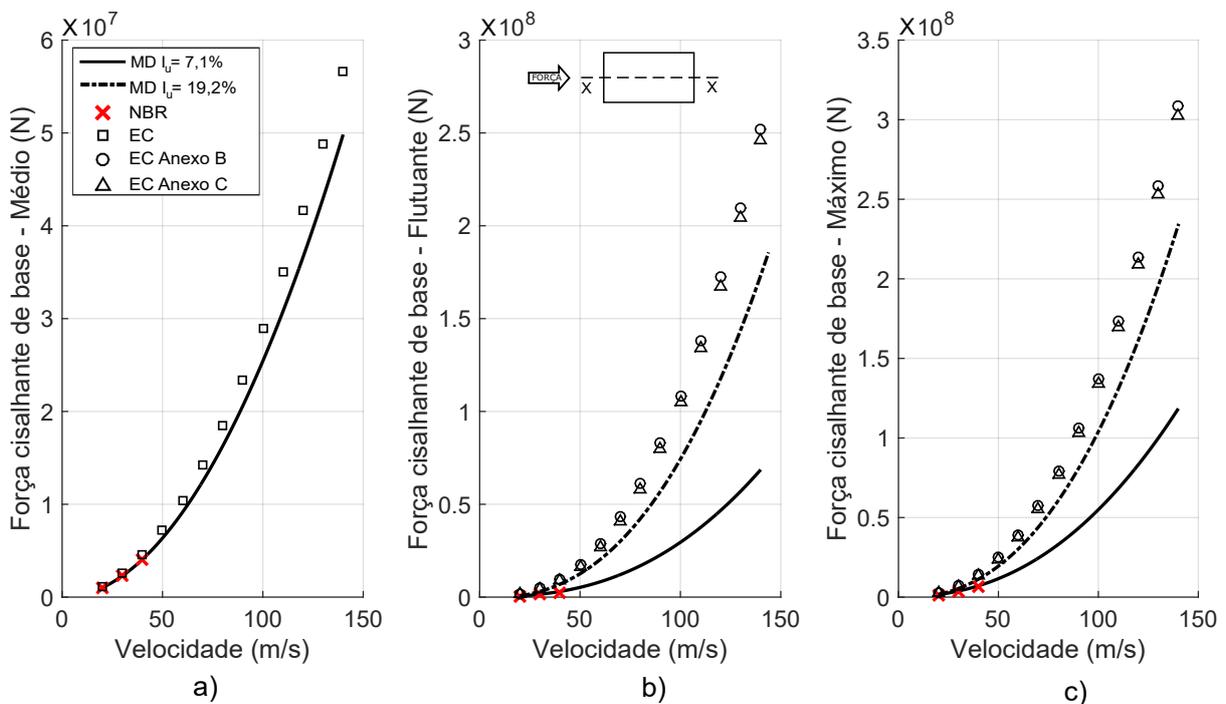


Figura 7.12 – Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo X: a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.

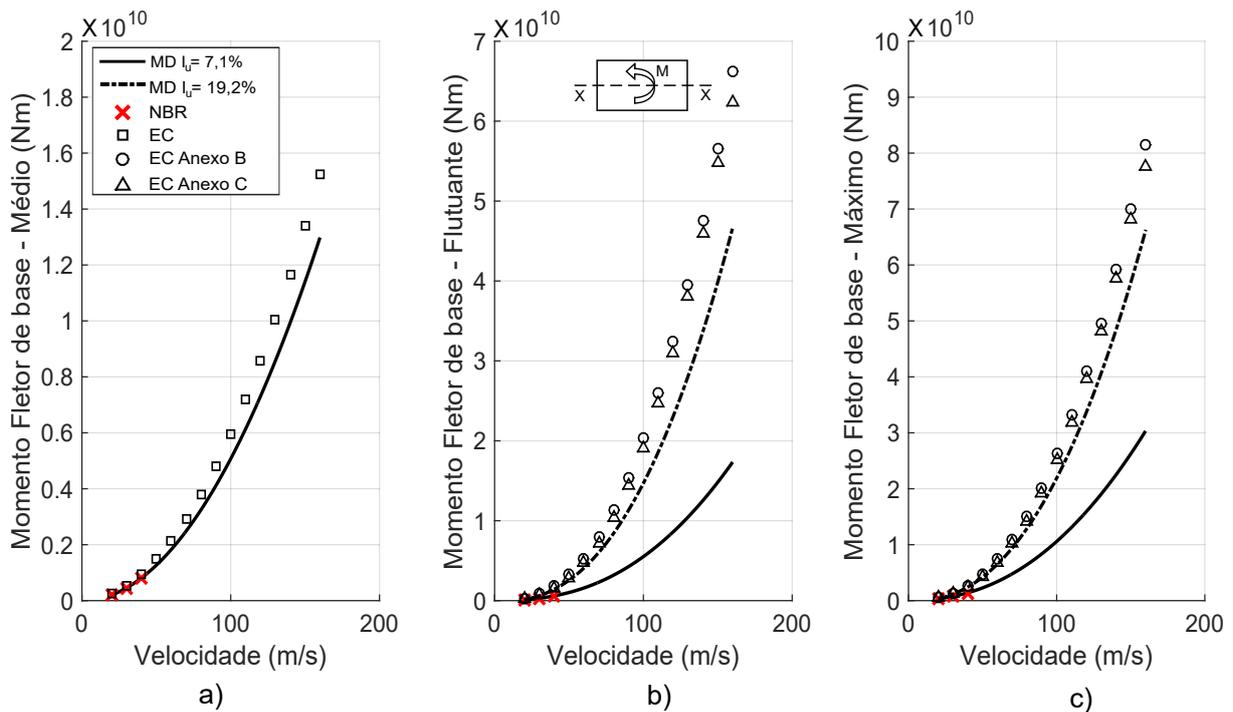


Figura 7.13 – Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo X: a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.

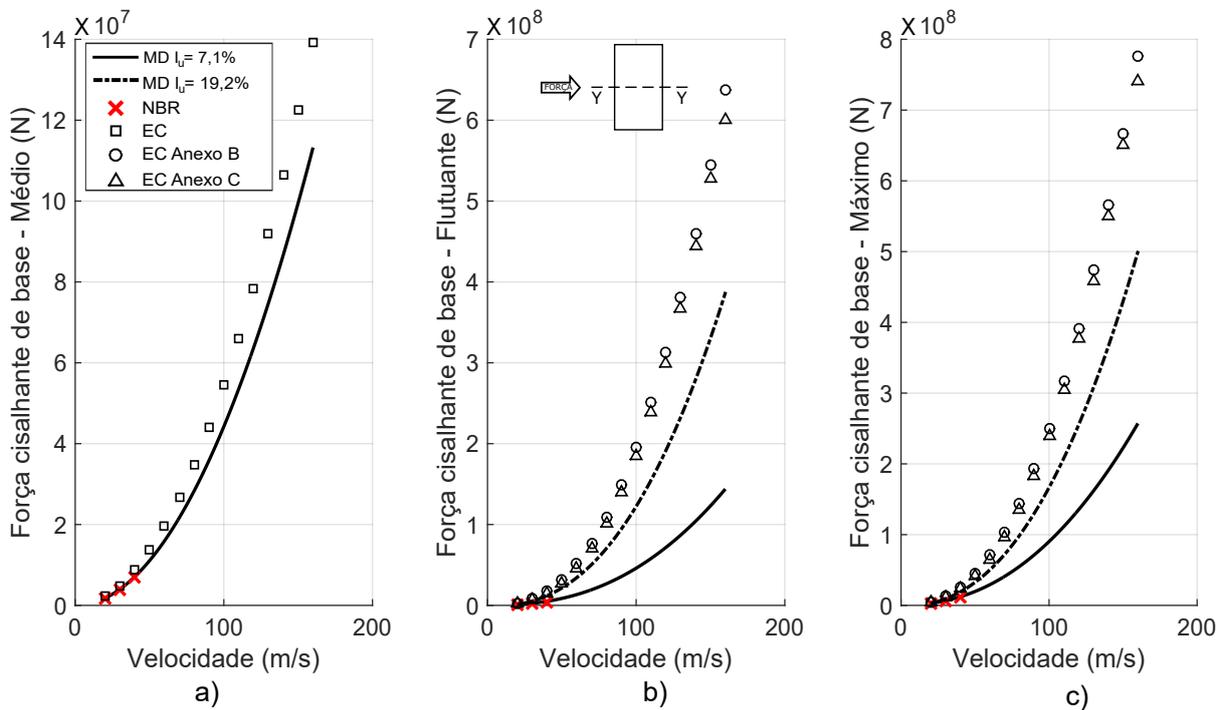


Figura 7.14 – Forças cisalhantes na base do CAARC no seu eixo Y: a) Médio; b) Flutuante c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.

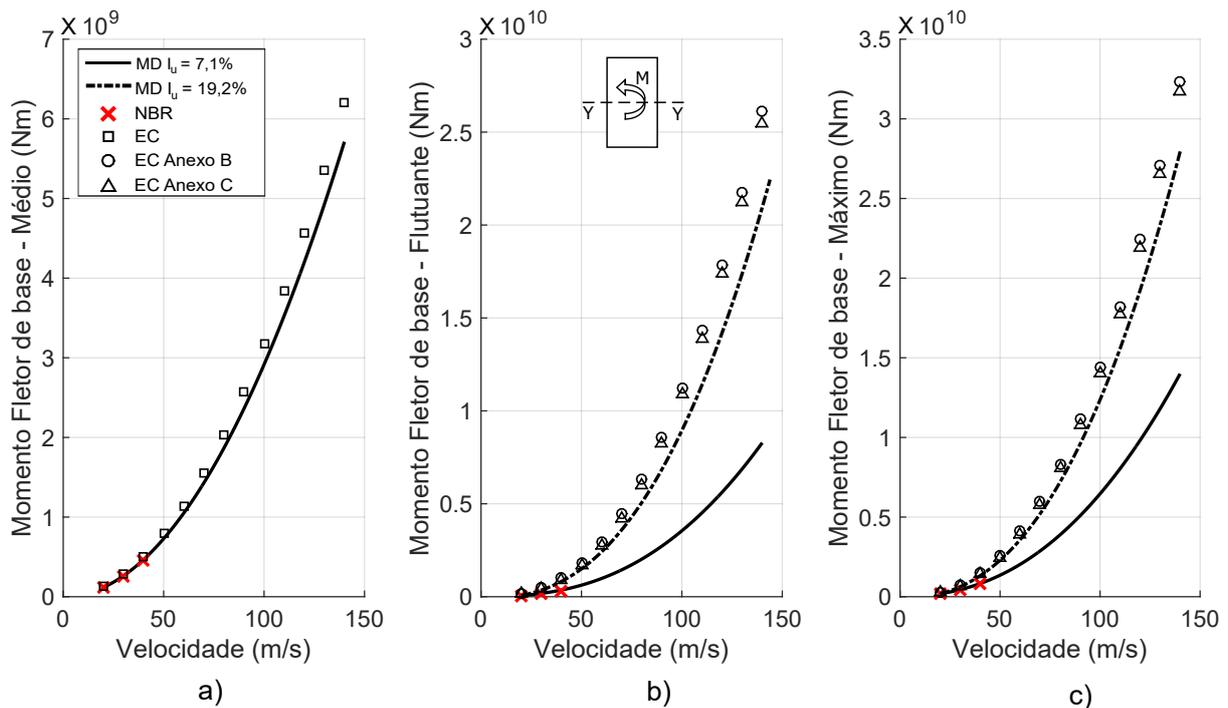


Figura 7.15 – Momentos fletores na base do CAARC em torno de seu eixo Y: a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.

Os gráficos das solicitações flutuantes de pico e máximas apresentam duas curvas de respostas geradas pelo MD. A curva cheia foi determinada com a intensidade de turbulência medida experimentalmente nos ensaios de Oliveira (2009), ou seja, $I_u = 0,071$. Nota-se que os resultados obtidos nos procedimentos do *Eurocode 1-4* (2005) se distanciam da curva cheia do MD a partir da velocidade de $\bar{U}_r = 50\text{m/s}$ em ambas as respostas. Essa divergência é causada, principalmente, pela diferença entre os valores teórico-experimental da intensidade de turbulência determinado onde a norma estima esse parâmetro em $I_u = 0,192$.

Quando se utiliza o valor de I_u determinado pela norma europeia como dado de entrada do MD, a curva (pontilhada) dessas respostas tendem a se ajustar aos resultados normativos, principalmente em termos de momento fletor da base, que aprestam melhor correlação quando comparado às respostas das forças cortantes da base.

A *NBR 6123* (1988), nas três velocidades consideradas, gera respostas bem correlacionadas com o MD ($I_u = 0,071$) nas duas direções de incidência do vento. Porém como a intensidade de turbulência apresentada pela norma brasileira ($I_u = 0,214$) é muito maior do que a simulada experimentalmente, indica que os valores das respostas geradas pelo método discreto são subestimados, ou seja, deveriam produzir resultados maiores.

Na estimativa das solicitações médias, tanto a *NBR 6123* (1988) quanto o *Eurocode 1-4* (2005), apresentam resultados muito próximos ao determinado pelo MD, validando o uso em prédios paralelepípedos.

7.3.4 - Resposta em Termos de Deslocamentos de Topo

Os gráficos das Figuras 7.16 e 7.17 apresentam valores comparativos dos deslocamentos de topo do edifício em função da velocidade média para as duas direções de incidência do vento. Como no caso das solicitações, cada figura apresenta três gráficos indicando, respectivamente, as parcelas média - a), flutuante de pico - b) e máxima de pico - c).

Os gráficos das três parcelas do deslocamento de topo apresentam comportamento semelhante entre as respostas em termos de esforços solicitantes na base do edifício. Onde se pode notar uma excelente correlação nos deslocamento médios para os três métodos analisados em ambas as direções de incidência.

As respostas flutuantes de pico, assim como as máximas, determinadas pelo *Eurocode 1-4* (2005) mostraram-se novamente superestimado para velocidades acima de $50m/s$, nos dois procedimentos, em relação às resposta obtidas pelo MD com os parâmetros da turbulência do vento medidos experimentalmente por Oliveira (2009). E mais uma vez o fato é explicado pela falta de correlação entre as intensidades de turbulência do experimento e a determinada pela norma.

Os deslocamentos obtidos pela *NBR 6123* (1988) também seguiram o padrão do comportamento das respostas em termos de esforços solicitantes, apresentando boa correlação com os resultados do MD. Porém os deslocamentos gerados pela norma brasileira também são, de certa forma, subestimados, já que a intensidade de turbulência obtida por ela é muito superior ao experimental, utilizado no MD.

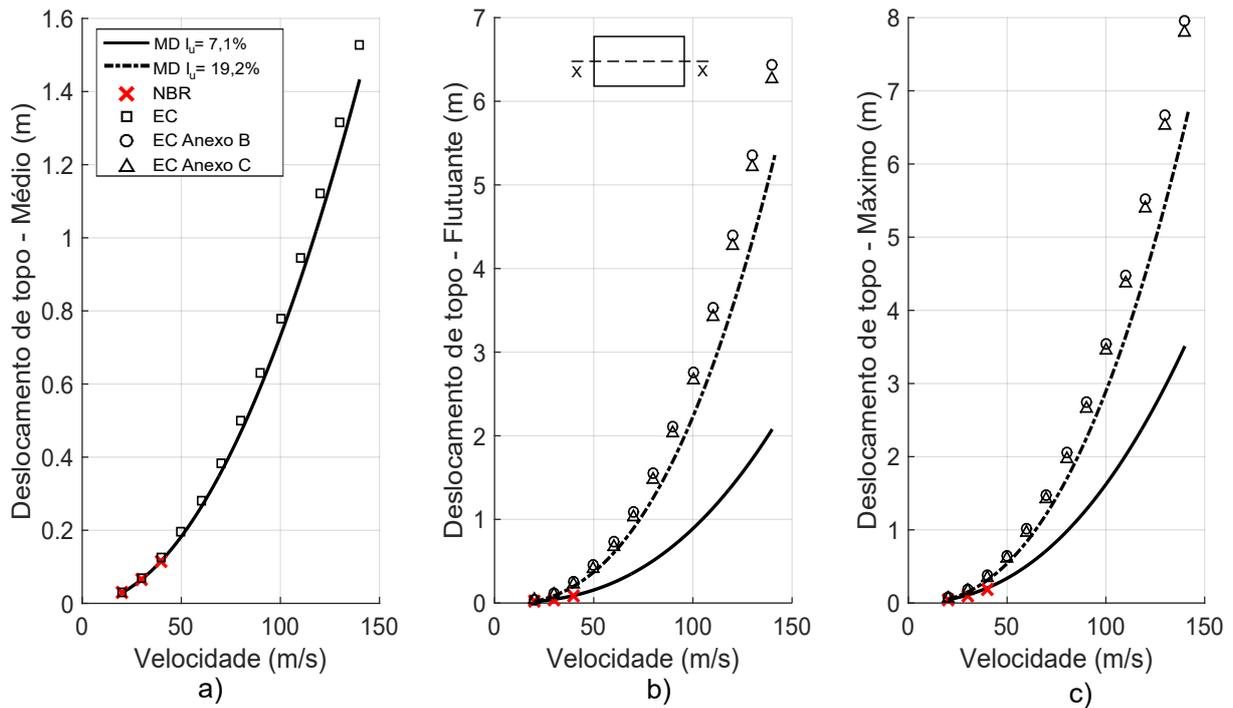


Figura 7.16 – Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo X: a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.

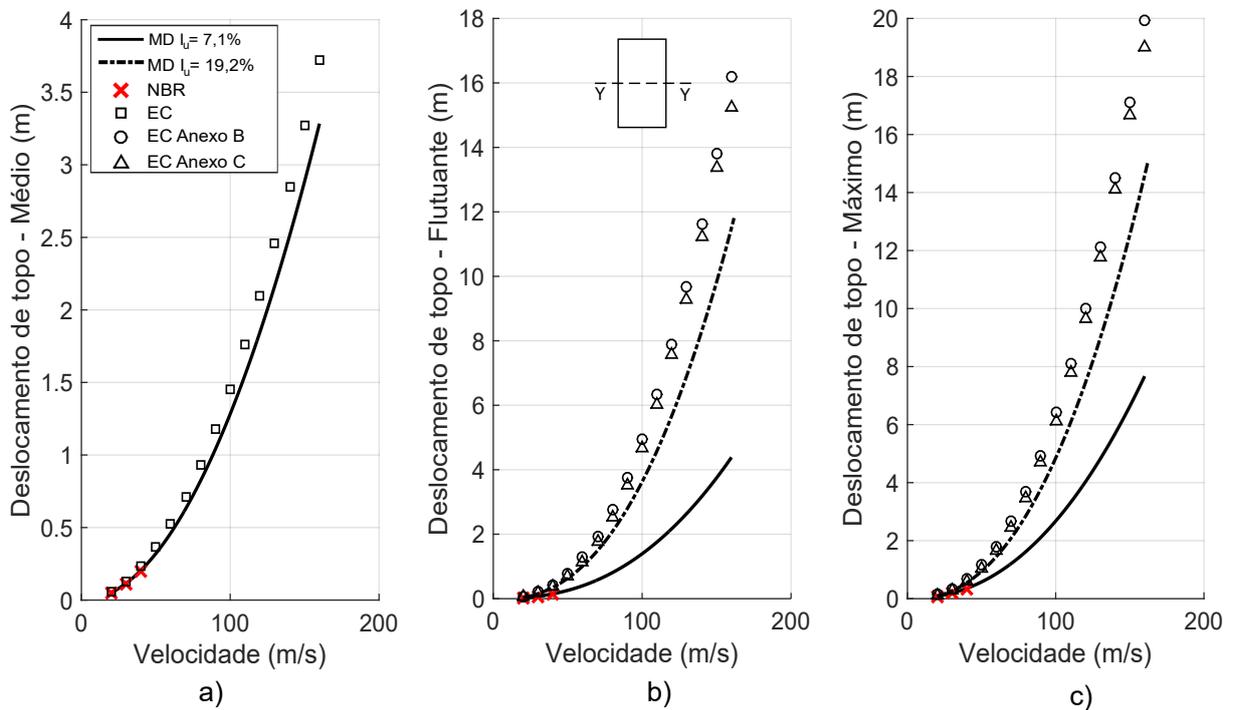


Figura 7.17 – Respostas em termos de deslocamento de topo do CAARC no eixo Y: a) Médio; b) Flutuante; c) Máximo. Aplicação do MD e Normas.

8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

8.1 - CONCLUSÕES

Neste trabalho utilizou-se de três metodologias analíticas para avaliação das respostas dinâmicas em edificações altas. Para isso foi considerado dois exemplos de edifícios altos, utilizados como modelos padrões em ensaios experimentais em túneis de vento, o CAARC *Standard Tall Building* e o *Basic Building*, ambos replicam o *Stick model* com os primeiros modos de vibração lineares.

Os parâmetros e resultados experimentais foram extraídos do projeto HFBB em termos de momentos fletores na base do *Basic Building* e de duas teses de doutorado, uma em termos de deslocamentos no topo do modelo padrão CAARC e outra em termos de esforço solicitantes na base do mesmo modelo. Os métodos teóricos utilizados nessa pesquisa foram, além do método do fator de rajada com a separação das parcelas quase-permanente (*background*) e ressonante desenvolvido por A. G. Davenport, os procedimentos adotados pelas normas *NBR 6123* (1988) e pelo *Eurocode 1-4* (2005).

Para avaliar o método teórico de Davenport na estimativa das respostas dinâmicas das edificações analisadas sob a ação de vento turbulento, foi realizado uma comparação com os resultados experimentais. Em relação às respostas médias das solicitações de base, o MD apresentou valores subestimados em relação às solicitações encontradas por Vieira (2016), no qual disponibilizou em sua tese apenas valores das respostas médias das solicitações na base do CAARC. O MD apresentou uma força cisalhante na direção *Y* cerca de 80% da força encontrada experimentalmente, o restante das solicitações subestimaram essas respostas em cerca de 10% daquelas determinadas no ensaio. Já em comparação com os resultados da técnica HFBB extraídos de IAWC (2012b), as respostas em termos de momentos fletores máximos de base não apresentaram diferenças significativas, apenas subestimando essa solicitação em torno de 8% das determinadas experimentalmente para a velocidade de 40m/s em ambas as direções de incidência.

Em relação às respostas em termos de deslocamento de topo, os resultados estimados pelo MD foram comparados aos valores disponibilizados por Oliveira (2009). Considerando os resultados obtidos no eixo *X* foi possível observar amplitudes de deslocamentos máximos determinados pelo MD cerca de 15% maiores dos medidos experimentalmente. O MD superestima essa resposta, em sua parcela média, a partir da 10ª unidade de velocidade reduzida, obtendo uma diferença de até 27% em relação ao resultado obtido pela técnica das

tomadas de pressões. Os desvios padrões das flutuações nessa direção não apresentaram diferenças significativas entre os métodos. Já na direção Y o MD gerou resultados menores do que os experimentais nas três parcelas dessa resposta, com destaque para o intervalo entre a 9ª e 14ª unidade da velocidade reduzida do desvio padrão das flutuações dos deslocamentos, que apresentou uma diferença em torno de 28% entre os métodos.

De modo geral foi observado uma ótima correlação entre os resultados, o que leva à conclusão que o método do fator de rajada de Davenport separando as respostas quase-permanente e ressonante e com o auxílio das linhas de influência é válido para aplicação em edifícios paralelepípedicos.

Outra análise feita através do MD com parâmetros do vento turbulento, mostrou que a intensidade de turbulência exerce grande influência na parcela flutuante das respostas, quando considerada a análise dinâmica do vento. E através da escala da turbulência, parâmetro que relaciona a dimensão dos turbilhões do vento, verificou-se que para turbilhões com dimensões inferiores à estrutura, ou seja, atuando de forma local, o valor desse parâmetro terá influência na resposta. Caso contrário, quando suas dimensões superam a da estrutura, há uma tendência para a independência da variação da resposta com o aumento da escala. Assim quando o deslocamento, por exemplo, tange seu valor máximo o incremento na escala de turbulência não ocasiona a amplificação dessa resposta. Esse comportamento foi observado em outras pesquisas utilizando diferentes técnicas de análise, reafirmando, portanto, a eficiência do método utilizado no presente trabalho.

Quanto à aplicação dos procedimentos normativos, no qual foram estimadas as respostas do edifício analisado, foi feita a comparação com os resultados do MD e entre si. Notou-se um comportamento muito semelhante entre as respostas tanto em termos de esforços solicitantes quanto em deslocamento de topo nas duas direções de incidência do vento. Com esse fato pode-se então extrair conclusões comuns.

Na parcela média das respostas houve uma ótima correlação entre os valores determinados pelas normas com os MD, mesmo com o *Eurocode 1-4* (2005) apresentando um coeficiente de arrasto na direção do eixo Y de certa forma superestimado. Já nas parcelas flutuantes de pico e máximas observou-se que os resultados da norma europeia divergem daqueles determinados pelo MD à medida que se aumenta a velocidade do vento, em ambas as direções. Isso pode ser explicado pela impossibilidade de se caracterizar totalmente o vento simulado experimentalmente, já que a intensidade de turbulência medida no ensaio ($I_u = 0,071$) e utilizada como dado de entrada no MD foi muito inferior à determinada por essa norma ($I_u = 0,192$). Já quando se utilizou o valor desse parâmetro estabelecido pelo *Eurocode 1-4* (2005) no MD observou-se um melhor ajuste entre os resultados, corroborando para a importância da intensidade da turbulência na caracterização das respostas dinâmicas.

No que se refere à *NBR 6123* (1988) foi possível observar uma ótima correlação com o MD, com $I_u = 0,071$, em todas as respostas em suas três parcelas. Porém ficou claro pelas flutuações e respostas máximas que a norma brasileira não considera a relevância da intensidade da turbulência, já que o valor desse parâmetro determinado pela norma ($I_u = 0,214$) é bem mais alto do que o utilizado no MD, assim pela influência que esse parâmetro exerce na caracterização da turbulência do vento, como visto nesse trabalho, conclui-se que a norma brasileira subestima os valores das respostas na análise dinâmica do vento.

8.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Vale lembrar que todas as análises nesse trabalho foram feitas para as respostas médias, flutuantes de pico e as máximas prováveis em termos de momento fletor e força cisalhante na base e de deslocamento de topo de edifícios prismáticos, considerando apenas o primeiro modo de vibração de flexão nas duas direções. A partir disso, propõe-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

Abordar resultados em termos de acelerações, sendo esta resposta fundamental para uma análise em estado limite de serviço, principalmente quando se diz respeito ao conforto do usuário.

Aplicar o método de Davenport para a mesma análise feita nessa pesquisa, porém mudando as características da estrutura, como mudança de seção e variação na massa ao longo do comprimento.

Gerar respostas pelo método de Davenport a partir de modos de flexão e linhas de influencia diferentes às utilizadas nesse trabalho. Analisando a influência dessas mudanças e comparando com outras ferramentas de estimativa das respostas, como por exemplo o método numérico de Monte Carlo.

Analisar outras respostas dinâmicas como as transversais e torcionais obtidas por procedimentos normativos e comparar com dados extraídos de ensaios experimentais em túnel de vento, validando sua aplicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Algaba, F. G. (2016). “Avaliação de Métodos Teóricos para Estimativa do Comportamento de Edifícios Altos sob a Ação de Vento Turbulento”. Diss. de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, p. 133.

Balendra, T. (1993). *Vibration of Buildings to Wind and Earthquake Loads*. 1ª ed. National University of Singapore. Department of Civil Engineering.: Springer-Verlag London Limited.

Bashor, R. et al. (2012). “Full-scale performance evaluation of tall buildings under wind”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.104, pp. 88–97.

Blessmann, J. (1989). *Ação do Vento em Edifícios*. 2ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS.

— (2001). *Acidentes Causados pelo Vento*. 4ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS.

— (2005). *Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento*. 2ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS.

— (2013). *O Vento na Engenharia Estrutural*. 2ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS.

Bojórquez, E. et al. (2017). “Comparison of Spectral Density Models to Simulate Wind Records”. Em: *KSCE Journal of Civil Engineering* v.21.n.4, pp. 1299–1306.

Cardoso, S. D. (2011). “Edificações flexíveis sob ação dinâmica de vento turbulento”. Diss. de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, p. 101.

Carril, C. F. (2000). “Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações.” Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, p. 143.

Carvalho, C. V. (2015). “Resposta Dinâmica de Edificações sob Ação de Vento Turbulento”. Diss. de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, p. 76.

Castro, H. G. et al. (2015). “Una Metodología de Cálculo para la Determinación de la Respuesta Dinámica Longitudinal de Estructuras Altas Bajo la Acción del Viento”. Em: *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* v.31.n.4, pp. 235–245.

Clough, R.W. e J. Penzien (1995). *Dynamics of Structures*. 3ª ed. University of California, Berkeley: JMcGraw-Hill.

Daniels, S. J., I. P. Castro e Z. T. Xie (2013). “Peak Loading and Surface Pressure Fluctuations of a Tall Model Building”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.120, pp. 19–28.

Davenport, A. G. (1961a). “The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures”. Em: *Proc. Institution of Civil Engineers* v.19.n.6480, pp. 449–472.

— (1961b). “The Spectrum of Horizontal Gustiness Near the Ground in High Wind”. Em: *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* v.87.n.372, pp. 194–211.

— (1962). “The Response of Slender Line-Like Structures to a Gusty Wind”. Em: *The Journal of the Instn Civil Engineers* v.23.n.6610, pp. 389–408.

— (1963). “The Buffeting of Structures by Gusts”. Em: *Wind Effects on Buildings and Structures* v.1.n.9, pp. 357–391.

— (1965). “The Relationship of Wind structure to Wind Loading”. Em: *Proc. Symposium n. 16: Wind Effects on Buildings and Structures* v.1.n.2, pp. 53–102.

— (1967a). “Gust Loading Factors”. Em: *Journal of the Structural Division* v.93.n.5255, pp. 11–34.

— (1967b). “The Dependence of Wind Loads on Meteorological Parameters”. Em: *2nd International Research Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures* v.1.n.2, pp. 19–82.

— (1995a). “How Can We Simplify and Generalize Wind Loads?” Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.54.n.55, pp. 657–669.

— (1995b). “The Response of Slender Structures to Wind”. Em: *Wind Climate in Cities* v.277, pp. 209–239.

Dyrbye, C. e S. O. Hansen (1997). *Wind Loads on Structures*. 2^a ed. England: John Wiley & Sons, Ltd.

Eurocode 1-4 (2005). *Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*. The European Standard EN 1991-1-4:2005+AC 2010.

Ferreira, N. A. C. (2008). “Efeito do Vento em Edifícios Altos – Aplicação a Um Caso Concreto”. Diss. de mestrado. Universidade do Porto, p. 151.

Guimarães, M. J. R. (2000). “Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes”. Diss. de mestrado. Universidade de Brasília, p. 256.

Harris, R. I. (1968). “Measurements of Wind Structure at Heights up to 598 ft Above Ground Level”. Em: *Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures* v.1.n.1, p. 21.

— (1971). “The Nature of the Wind”. Em: *The Modern Design of Wind Sensitive Structures* n.3, pp. 29–55.

Holmes, J. D. (2014). “Along- and Cross-Wind Response of a Generic Tall Building: Comparison of Wind-Tunnel Data With Codes and Standards”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.132, pp. 136–141.

— (2015). *Wind Loading of Structures*. 3^a ed. Australia: CRC Press.

Holmes, J. D. e T. K. T. Tse (2014). “International High-Frequency Base Balance Benchmark Study”. Em: *Wind and Structures* v.18.n.4, pp. 457–471.

Holmes, J.D. (1987). “SHORT COMMUNICATION Mode Shape Corrections for Dynamic Response to Wind”. Em: v.9.n.3, pp. 210–212.

IAWE, International Association For Wind Engineering (2012a). *Benchmark Buildings for an International HFBB Comparison*. URL: <http://iaawe.org/committees/HFBB-spec.pdf> (acesso em 15/03/2017).

— (2012b). *Building B Summary Results*. URL: http://www.iaawe.org/Download/Building_B_Summary_results_4-7-2012.pdf (acesso em 15/03/2017).

Irwin, P., R. Denoon e D. Scott (2013). *Wind Tunnel Testing of High-Rise Buildings*. 1^a ed. Illinois Institute of Tecnology, Chicago: Council on Tall Buildings e Urban Habitat.

Lin, N. et al. (2005). “Characteristics of Wind Forces Acting on Tall Buildings”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.93.n.3, pp. 217–242.

Melbourne, W. H. (1975). “Probability Distributions of Response of BHP House to Wind Action and Model Comparisons”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.1, pp. 167–175.

— (1980). “Comparison of Measurements on the CAARC Standard Tall Building Model in Simulated Wind Flows”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.6, pp. 73–88.

Merce, R. N. (2003). “Análise Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes Sob a Ação do Vento”. Diss. de mestrado. Universidade de Brasília, p. 112.

Merce, R. N. et al. (2007). “Análise de Torres Metálicas Submetidas à Ação do Vento: Um Estudo Comparativo”. Em: *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural* v.4.n.1, pp. 61–81.

Miguel, L. F. F. (2003). “Estudo Teórico e Experimental de um Edifício Alto Submetido à Ação Dinâmica do Vento”. Diss. de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 138.

NBR 6123 (1988). *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

Oliveira, B. D. C. (2014). “Efeito do Vento como Ação Dinâmica em Edifícios Altos”. Diss. de mestrado. Instituto Superior de Engenharia do Porto, p. 143.

Oliveira, M. G. K. (2009). “Desenvolvimento de Uma Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade para Estudo dos Efeitos de Flexo-Torção em Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento”. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 204.

Sartori, F. C. (2010). “Uma Comparação de Métodos para Avaliar a Resposta Dinâmica de Edifícios Altos em Túnel de Vento”. Diss. de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 141.

Sekher, K. V. S. e K. G. Vinay (1997). “Higher Modes in Along-Wind Building Response”. Em: *Journal of Structural Engineering* v.24.n.3, pp. 181–184.

Simiu, E. (1973). “Logarithmic Profiles and Design Wind Speed”. Em: *Journal of the Engineering Mechanics Division* v.99.n.5, pp. 1073–83.

Simiu, E. e R. Scanlan (1996). *Wind Effects on Structures*. 3ª ed. England: John Wiley & Sons, Ltd.

Thepmongkorn, S., G. S. Wood e K. C. S. Kwok (2002). “Interference Effects on Wind-Induced Coupled Motion of a Tall Building”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.90, pp. 1807–1815.

Trein, C. A. (2005). “Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento”. Diss. de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 154.

Tschanz, T. e A. G. Davenport (1983). “The Base Balance Technique for the Determination of Dynamic Wind Loads”. Em: *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* v.13.n.1-3, pp. 429–439.

Tse, K. T., K. K. C. Wong e K. L. Wong (2009). “Application of Wind Tunnel Measurements in the Time Domain Vibration Control Analysis”. Em: *5th European & African Conference on Wind Engineering*, pp. 1000–1004.

Vanin, D. D. (2011). “Resposta Dinâmica de Edifícios Altos Frente à Ação do Vento: Comparação de Técnicas Experimentais em Túnel de Vento”. Diss. de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 112.

Vickery, B. J. (1966). “On the Assessment of Wind Effects on Elastic Structures”. Em: *Civil Engineering Transactions of the Institution of Engineers* n.8, pp. 183–192.

Vieira, G. S. (2016). “Estudo Experimental dos Esforços Solicitantes em um Edifício Alto Devidos à Ação do Vento Considerando a Influência de Edificações Vizinhas”. Tese de doutorado. Universidade de Brasília, p. 205.

Zhou, Y., A. Kareem e M. Gu (2002). “Mode Shape Corrections for Wind Load Effects”. Em: *Journal of engineering mechanics* v.128.n.1, pp. 15–23.

APÊNDICES

A - RESPOSTA DINÂMICA DO EDIFÍCIO AO LONGO DO VENTO, MÉTODO DE DAVENPORT

Será descrito aqui a rotina de cálculo DAVENPORT_G.M usada para determinar as respostas do edifício CAARC com parâmetros adotados por Oliveira (2009) em seus ensaios, considerando a incidência do vento na direção X em relação à estrutura.

A.1 - DADOS DO EDIFÍCIO

$z = (0.000001 : 0.000001 : 1)$; %Altitude normalizada pela altura do edifício ($z = Z/H$)[m]
 $H = 182.88$; %Altura do edifício[m]
 $D_H = 30.48$; %Largura considerada do topo do edifício[m]
 $H_c = 182.88$; %Altura constante (topo) do edifício[m]
 $H_o = H - H_c$; %Altitude da parte onde há mudança na inclinação da seção do edifício[m]
 $D_o = 0$; %Largura da parte onde há mudança na inclinação da seção do edifício[m]
 $\theta = 1$; % $|(D_o - D_H)/D_H|$
 $\Phi_D = 1$; %Variação da largura do edifício ao longo da altitude
 $m_H = 222967$; %Massa linearmente distribuída no topo do edifício[kg/m]
 $\Delta = 4,626 * 10^{-8}$; %Deslocamento no topo do edifício submetido a uma força unitária[m/N]
 $\Phi_m = 1$; %Variação da massa ao longo da altitude
 $\zeta_{est} = 0.01$; %Coeficiente de amortecimento estrutural
 $\beta = 1$; %Coeficiente do primeiro modo de vibração
 $\mu_1 = z^\beta$; %Primeiro modo de vibração
 $f_1 = 0.2$; %Frequência do primeiro modo de vibração[Hz]
 $C_a = 1.25$; %Coeficiente de arrasto ao longo de z conforme NBR 6123:88

A.2 - DADOS DO VENTO

$T = 3600$; %Período da análise[s]
 $U_h = (0 : 40)$; %Vento médio[m/s]
 $p = 0.34$; %Parâmetro da rugosidade do terreno
 $\Phi_U = z^p$; %Perfil de velocidade do vento - lei potencial
 $I_u = 0.071$; %Intensidade de turbulência da velocidade longitudinal do vento no topo
 $L_u = 114$; %Escala vertical da turbulência longitudinal[m]
 $C = 10$; %Coeficiente de decaimento exponencial de correlação de banda estreita
 $\rho_{ar} = 1.226$; %Densidade do ar[kg/m³]
 $q_h = (\rho_{ar} U_h^2)/2$; %Pressão dinâmica de referência[kg/(m s²)] = [N/m²]

A.3 - RESPOSTA DO EDIFÍCIO AO LONGO DO VENTO

$i_r = 1$; %Linha de influência do cisalhamento na base do edifício
 $i_r = H z$; %Linha de influência do momento fletor na base do edifício
 $i_r = \Delta \mu_1$; %Linha de influência do deslocamento horizontal no topo do edifício

A.3.1 - Resposta Média

```
 $\bar{F} = \text{zeros}[\text{length}(U_h), \text{length}(z)]$   
for  $i = 1 : \text{length}(U_h)$   
 $\bar{F}(i, :) = q_h(i) D_H H C_a \Phi_U^2 \Phi_D$       %Força média do vento  
end  
  
 $\bar{r} = \text{zeros}[1, \text{length}(U_h)]$   
for  $i = 1 : \text{length}(U_h)$   
 $\bar{r}(i) = \text{trapz}[z, \bar{F}(i, :)] i_r$       %Resposta média  
end
```

A.3.2 - Resposta Não Ressonante

```

 $\tilde{F} = \text{zeros}[\text{length}(U_h), \text{length}(z)]$ 
for  $i = 1 : \text{length}(U_h)$ 
 $\tilde{F}(i, :) = q_h(i) D_H H C_a \Phi_U \Phi_D 2 I_u$  %Força flutuante do vento
end

```

```

 $G_0 = \text{zeros}[1, \text{length}(U_h)]$ 
for  $i = 1 : \text{length}(U_h)$ 
 $G_0(i) = [\text{trapz}(z, \tilde{F}(i, :) i_r)]^2$ 
end

```

```

 $G_\infty = \text{zeros}[1, \text{length}(U_h)]$ 
for  $i = 1 : \text{length}(U_h)$ 
 $G_\infty(i) = \text{trapz}[z, \tilde{F}(i, :)^2 i_r^2]$ 
end

```

```

 $\tilde{r}_B = \text{sqrt}[G_0 / (1 + (H / (2 L_u)) (G_0 / G_\infty))] %Resposta não ressonante$ 

```

A.3.3 - Resposta Ressonante

```

 $f S_{GF} = (q_h D_H H C_a)^2 4 I_u^2 (2/C) [U_h / (f_1 H)]^{(5/3)} 0,045 (\text{trapz}[z, \Phi_U^{(11/3)} (\Phi_D \mu_1)^2 z^{(-2/3)})]$ 

```

```

 $A = \text{zeros}[\text{length}(U_h), \text{length}(z)]$ 
for  $i = 1 : \text{length}(U_h)$ 
 $A(i, :) = \rho_{ar} U_h(i) D_H C_a \Phi_U \Phi_D$ 
end

```

```

 $\zeta_{aer} = \text{zeros}[1, \text{length}(U_h)]$ 
for  $i = 1 : \text{length}(U_h)$ 
 $\zeta_{aer}(i) = \text{trapz}[(z, A(i, :) \mu_1^2)] / (4 \pi f_1 m_H (\text{trapz}[z, fiM. * mi.^2]))$ 
end

```

```

 $Square\_r_R = (\pi/4) (f S_{GF} / (\zeta_{est} + \zeta_{aer})) [(\text{trapz}[z, \Phi_M \mu_1 i_r]) / (\text{trapz}[z, \Phi_M \mu_1^2])]^2$ 

```

```

 $\tilde{r}_R = \text{sqrt}(Square\_r_R)$  %Resposta ressonante

```

A.3.4 - Fator de Pico

$$\nu = f_1 [\tilde{r}_R / \text{sqr}t(\tilde{r}_B^2 + \tilde{r}_R^2)]$$

$$g = \text{sqr}t(2 \log(\nu T)) + 0.577 / [\text{sqr}t(2 \log(\nu T))] \text{ \%Fator de pico}$$

A.3.5 - Resposta de Pico

$$\tilde{r} = \text{sqr}t(\tilde{r}_B^2 + \tilde{r}_R^2) \quad \text{\%Desvio padrão das flutuações}$$

$$\check{r} = g \tilde{r} \quad \text{\%Resposta flutuante do vento}$$

$$\hat{r} = \bar{r} + \check{r} \quad \text{\%Resposta de pico do vento}$$

B - RESPOSTAS EM TERMOS DE SOLICITAÇÕES AO LONGO DA ALTURA DO EDIFÍCIO - APLICAÇÃO DO MD

Esse tópico contém os gráficos que representam os valores das respostas em termos de esforços solicitantes ao longo da altura dos modelos estudados experimentalmente, determinados pelo método de análise dinâmica de Davenport.

B.1 - APLICAÇÃO COM PARÂMETROS DE VIEIRA (2016)

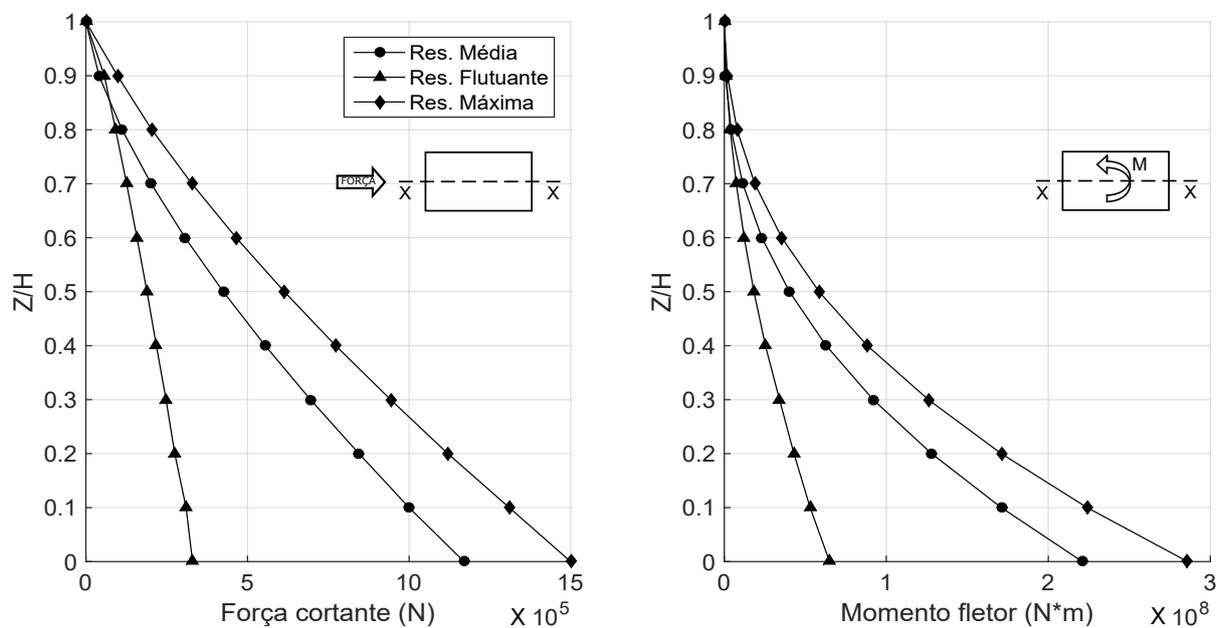


Figura B.1 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 20m/s$.

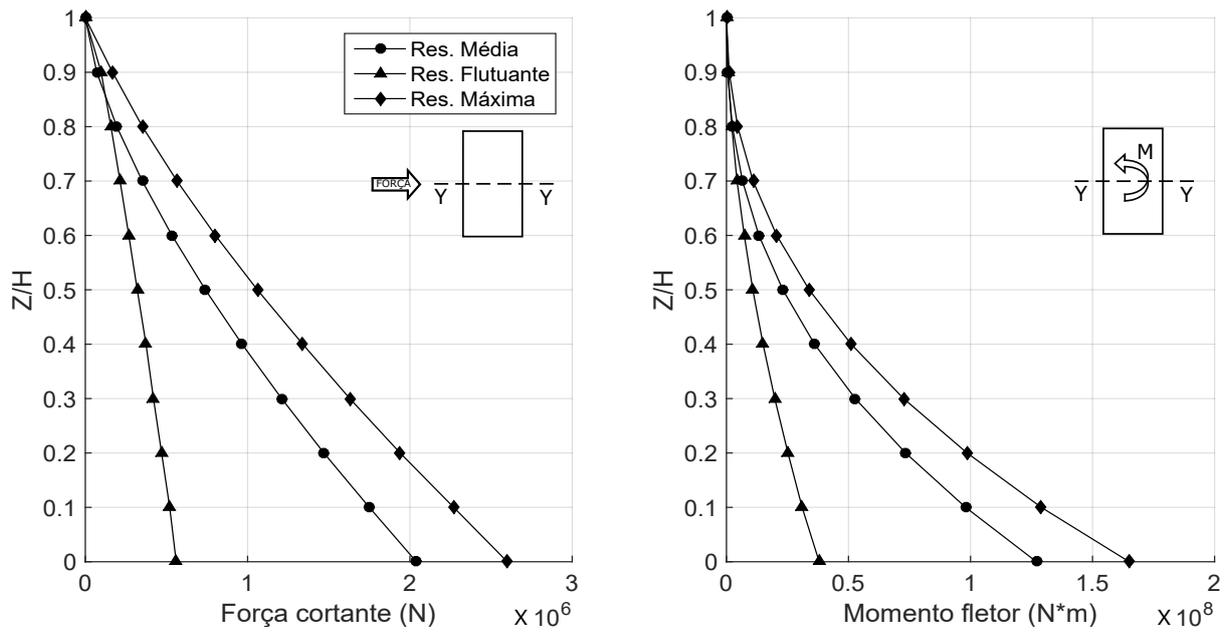


Figura B.2 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 20m/s$.

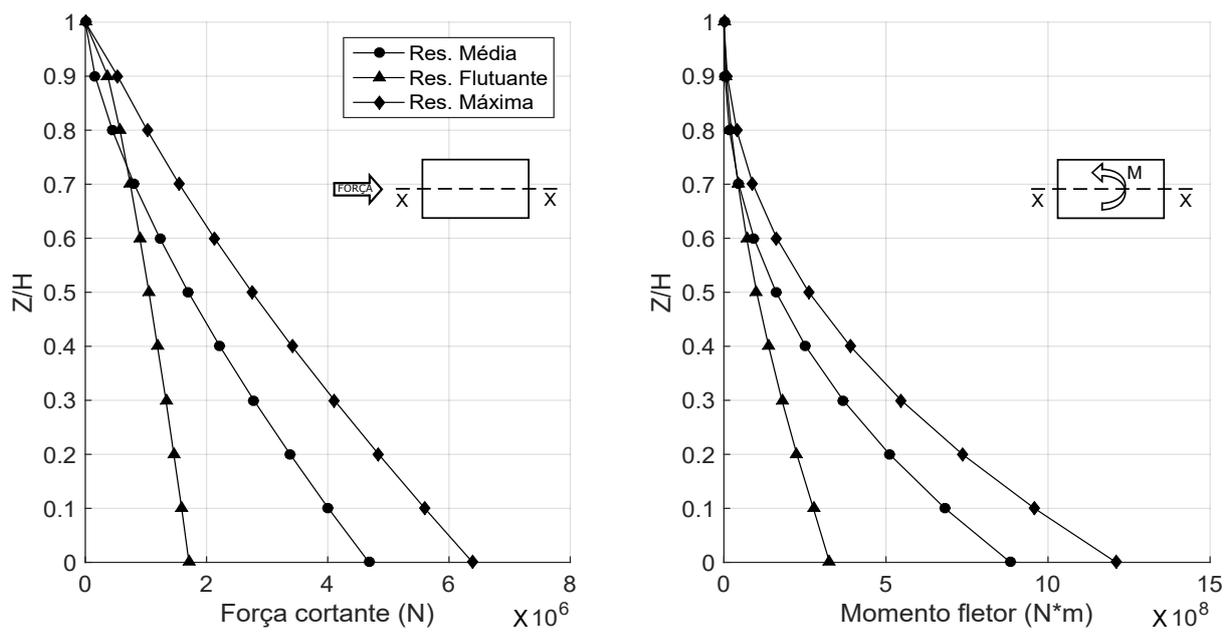


Figura B.3 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 40m/s$.

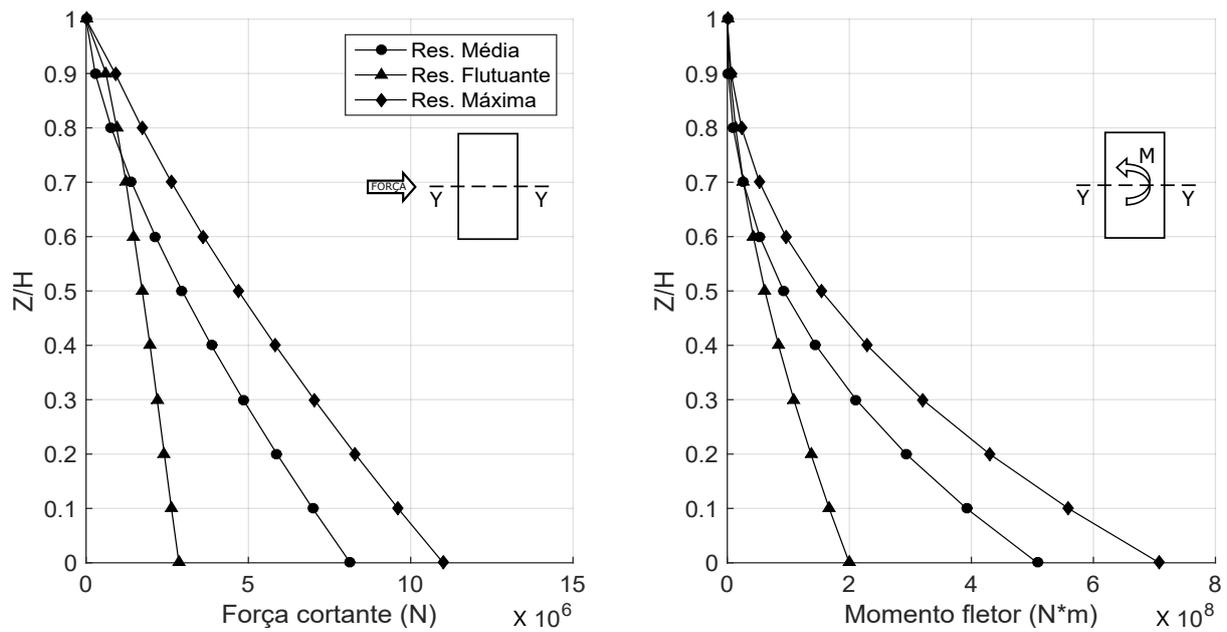


Figura B.4 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Vieira (2016). $\bar{U} = 40m/s$.

B.2 - APLICAÇÃO COM PARÂMETROS DE OLIVEIRA (2009)

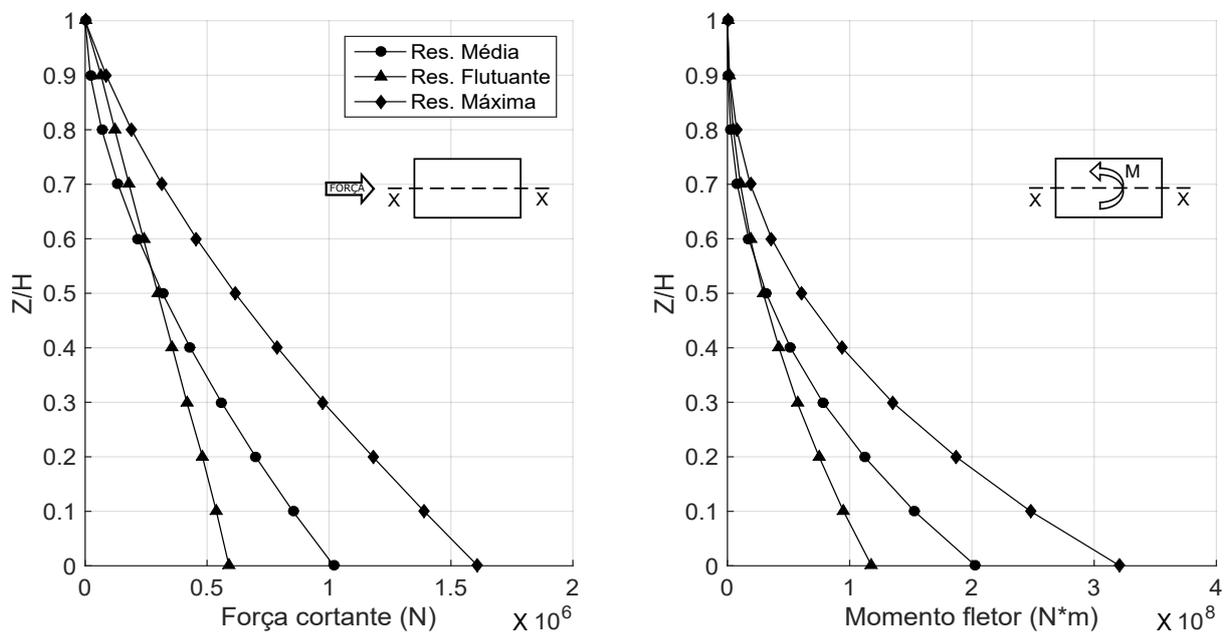


Figura B.5 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 20m/s$.

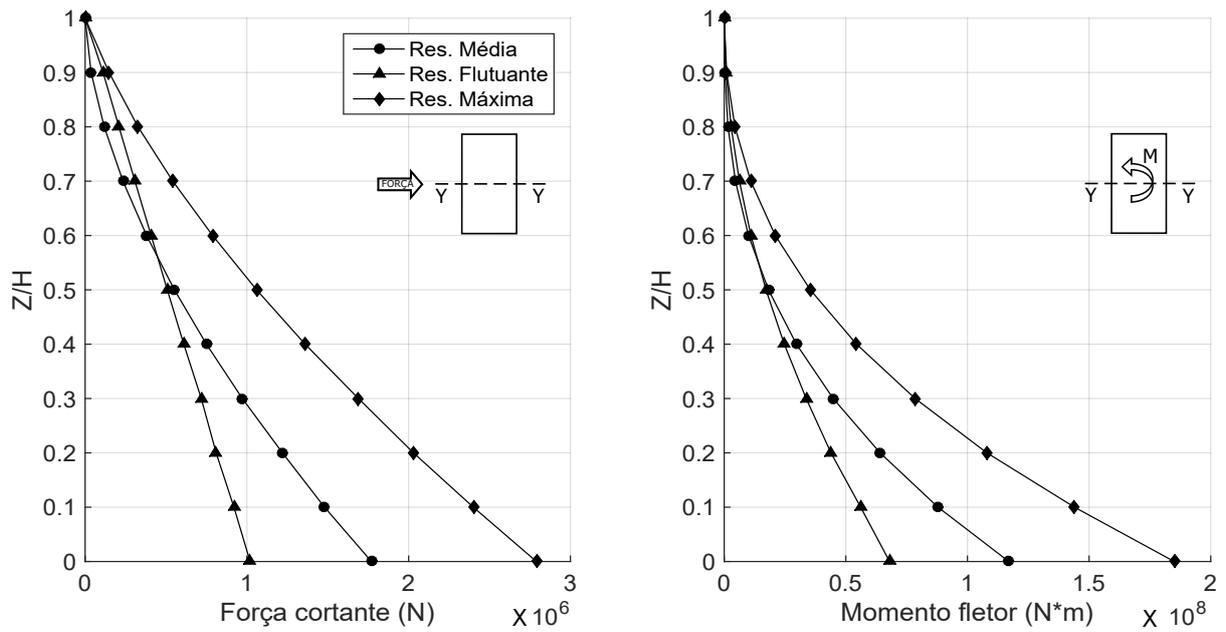


Figura B.6 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 20\text{m/s}$.

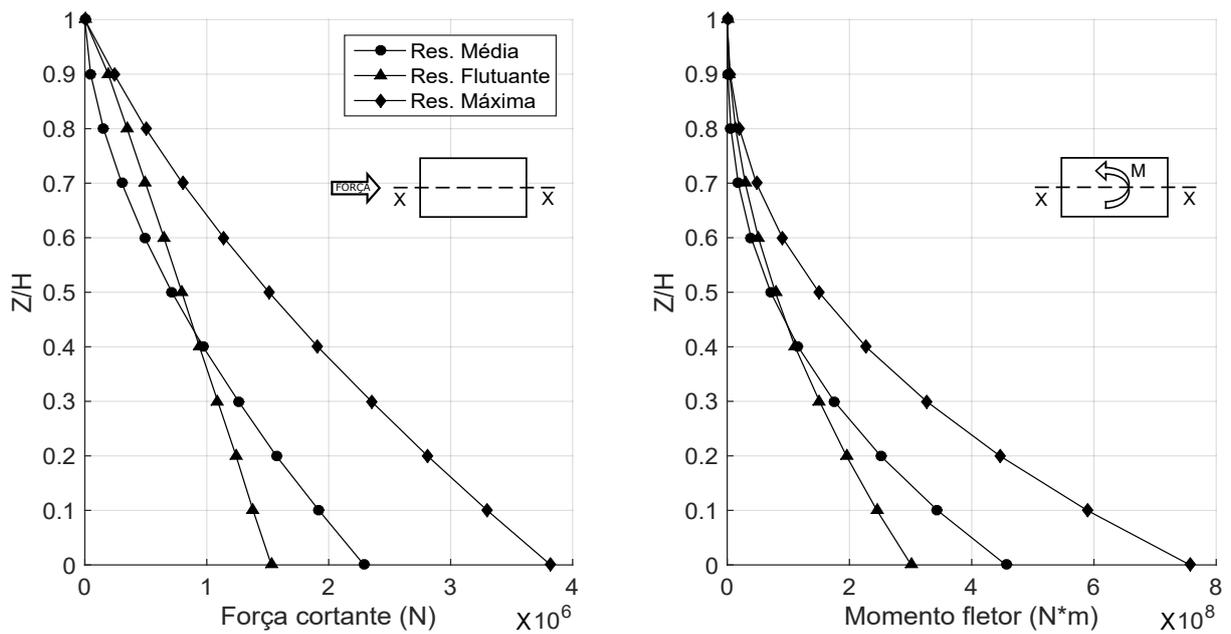


Figura B.7 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 30\text{m/s}$.

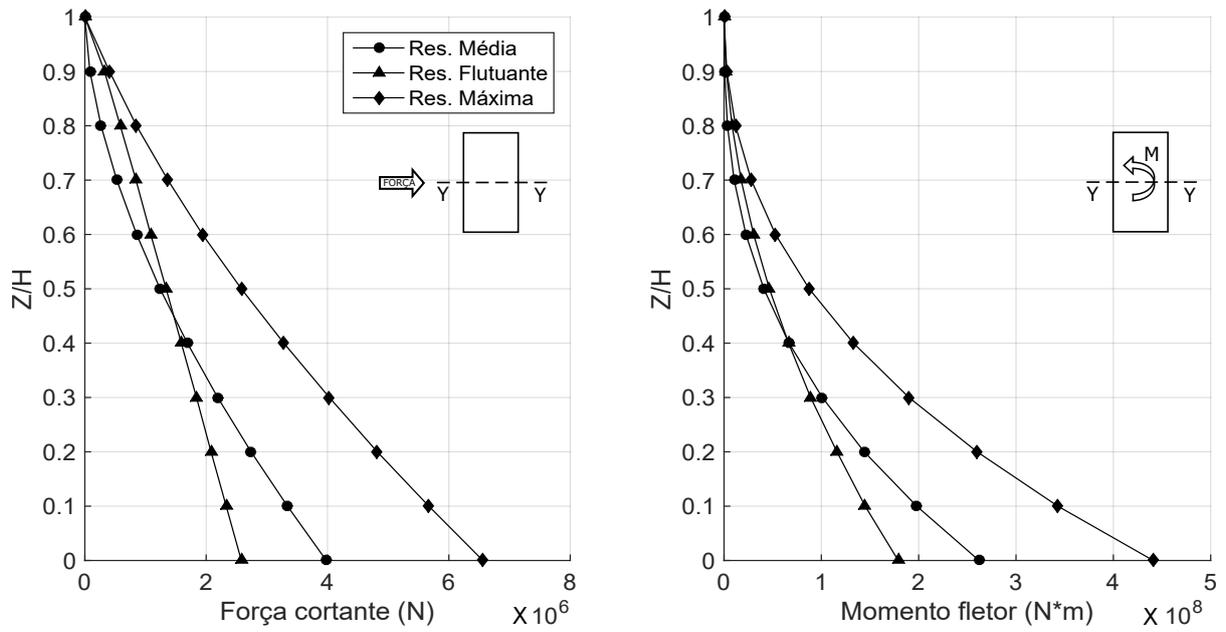


Figura B.8 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 30m/s$.

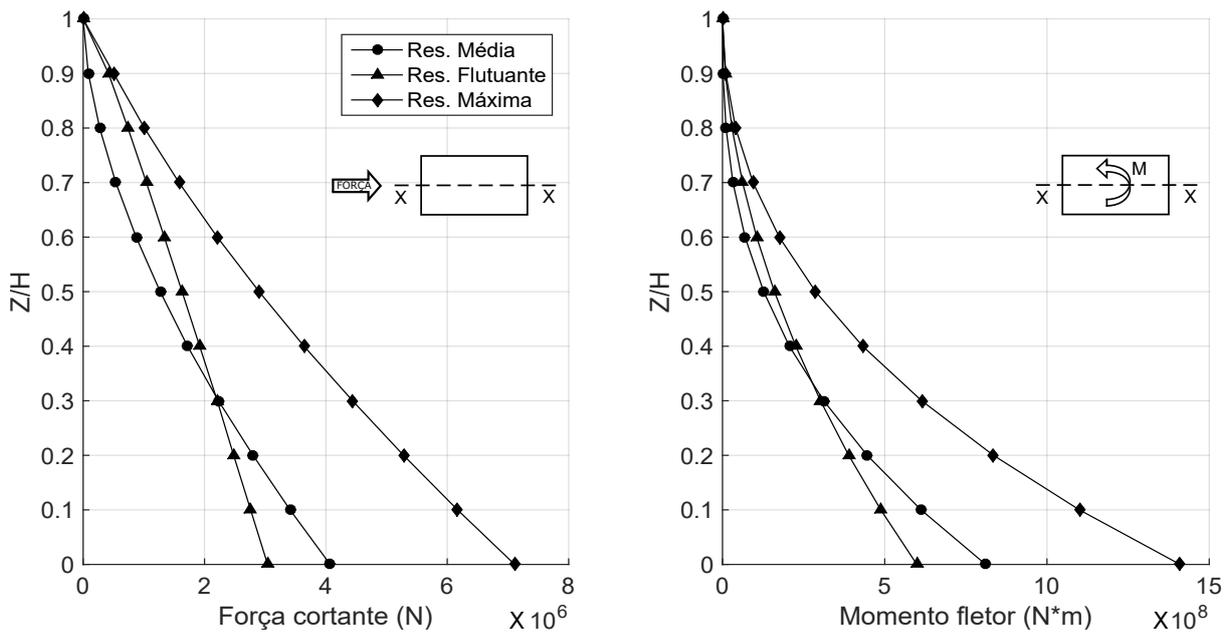


Figura B.9 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 40m/s$.

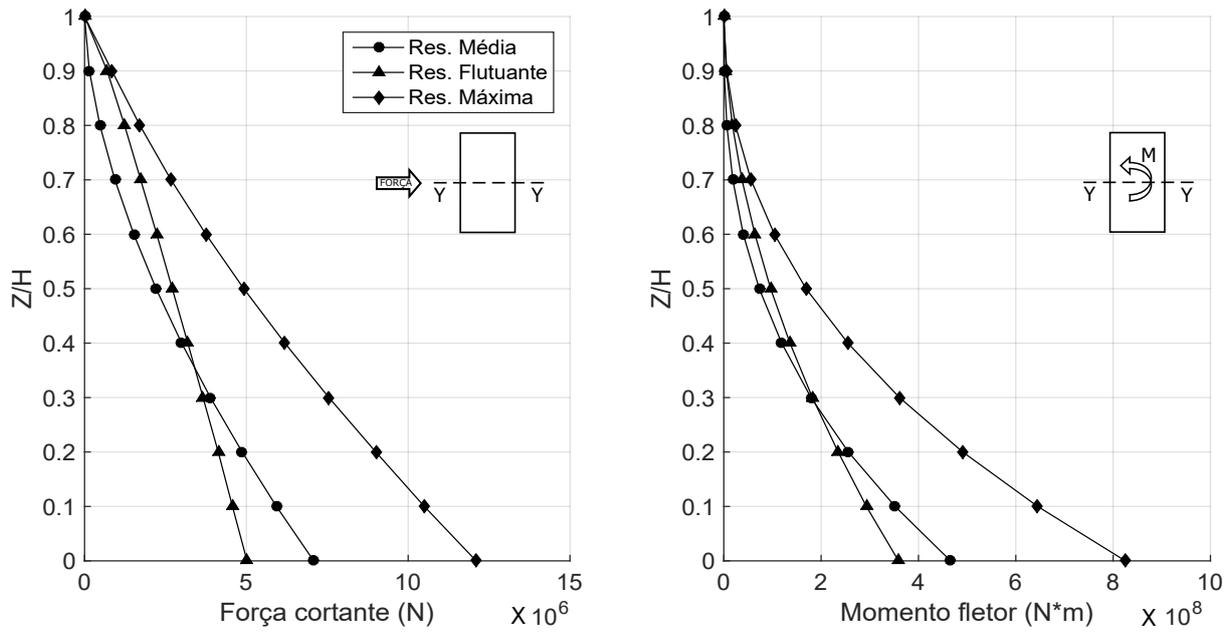


Figura B.10 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do CAARC com parâmetros de Oliveira (2009). $\bar{U} = 40m/s$.

B.3 - APLICAÇÃO COM PARÂMETROS DO IAWC (2012)

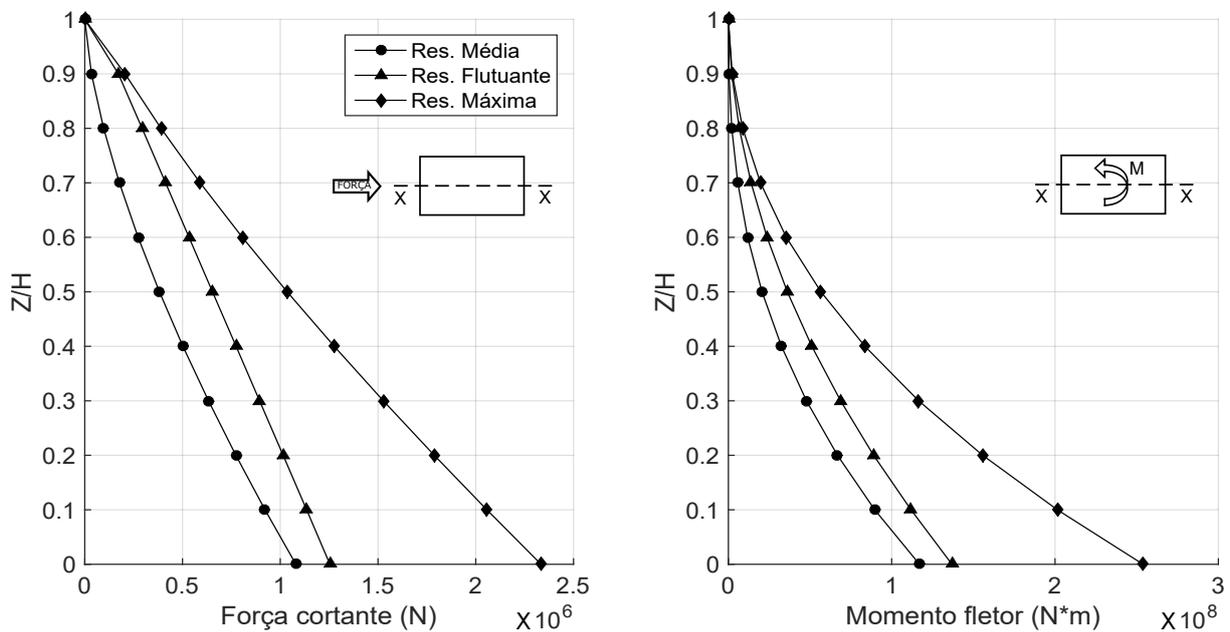


Figura B.11 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do Basic Building com parâmetros de IAWC (2012a). $\bar{U} = 20m/s$.

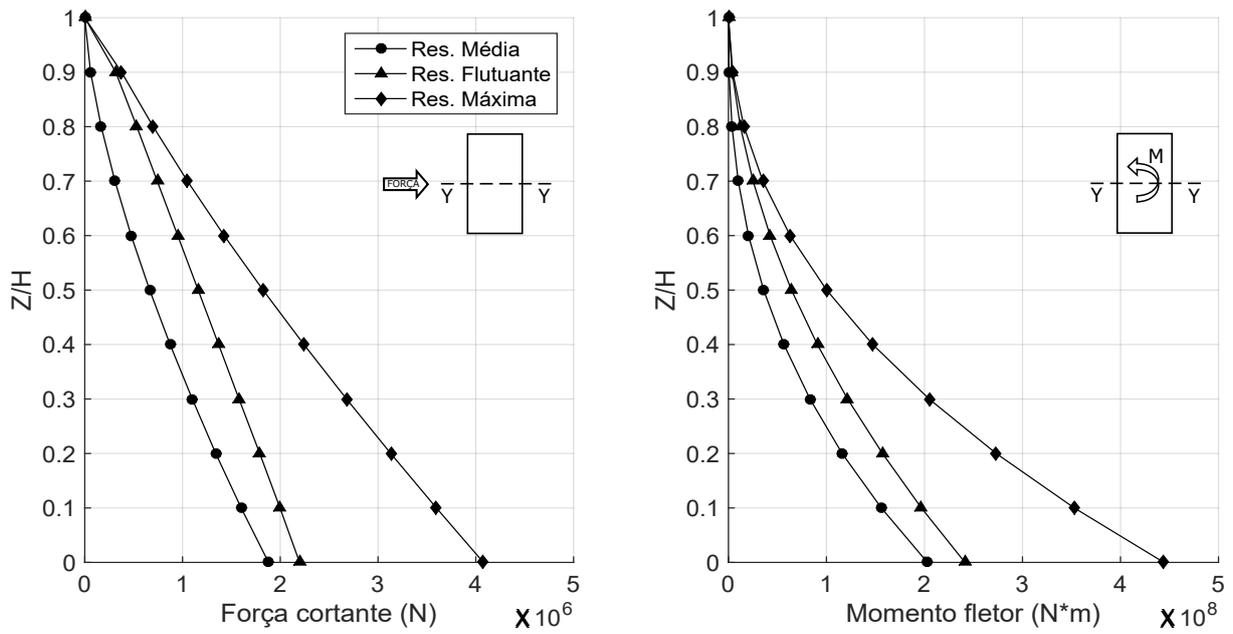


Figura B.12 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do *Basic Building* com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 20\text{m/s}$.

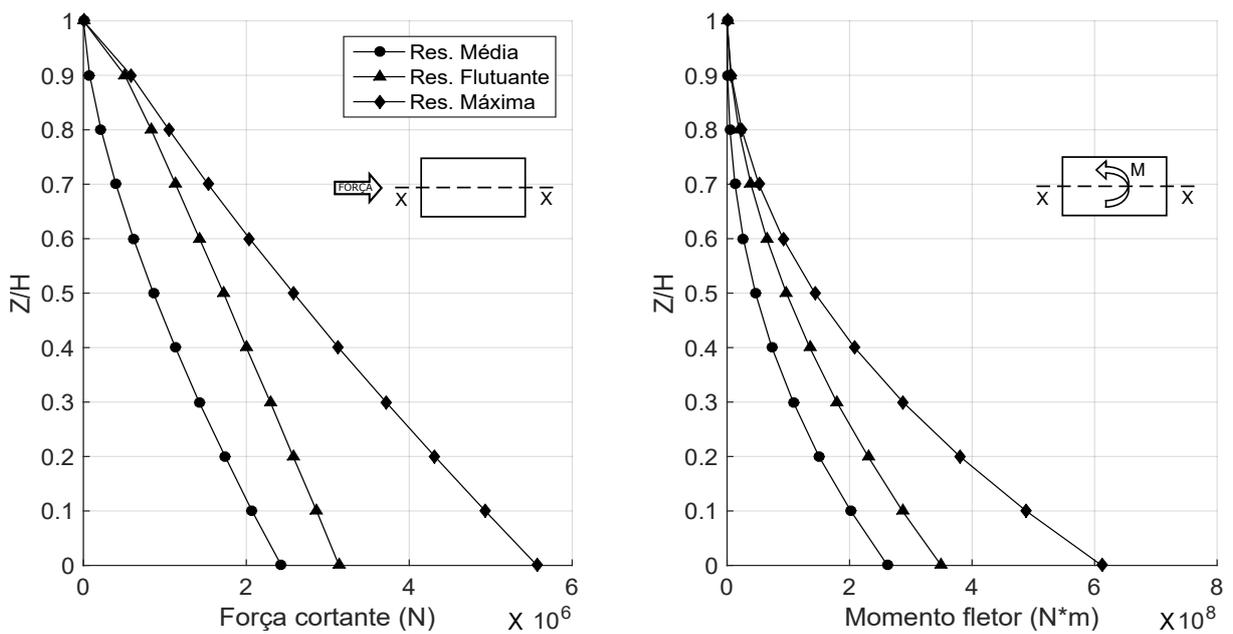


Figura B.13 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do *Basic Building* com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 30\text{m/s}$.

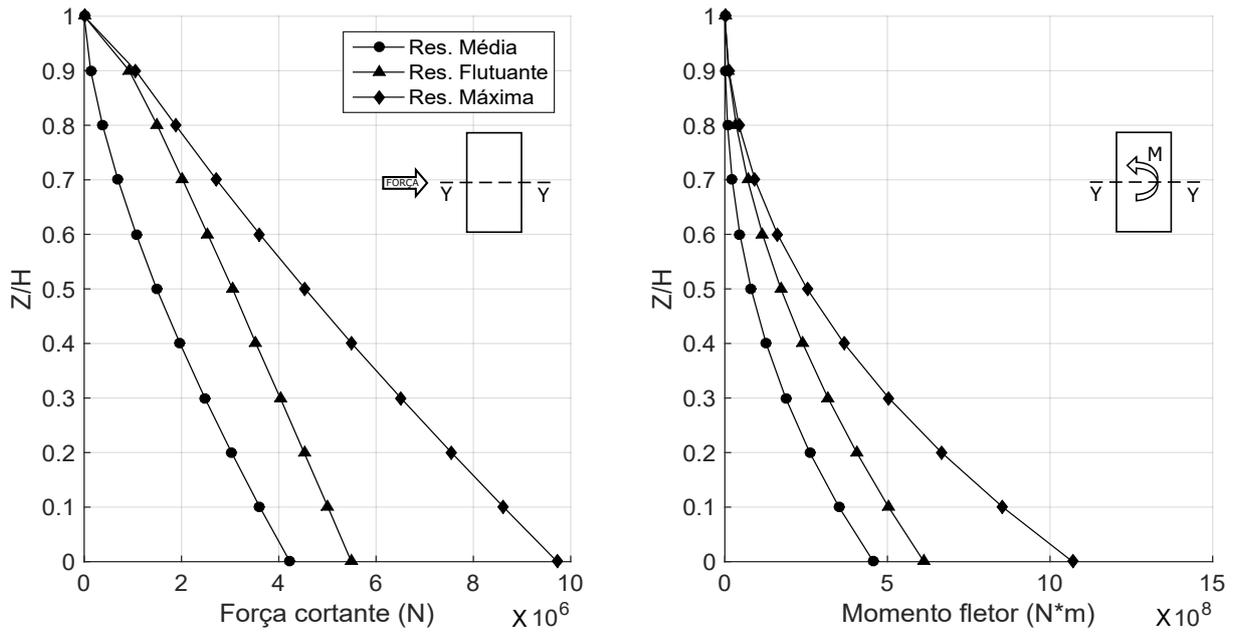


Figura B.14 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do *Basic Building* com parâmetros de IAWC (2012a). $\bar{U} = 30\text{m/s}$.

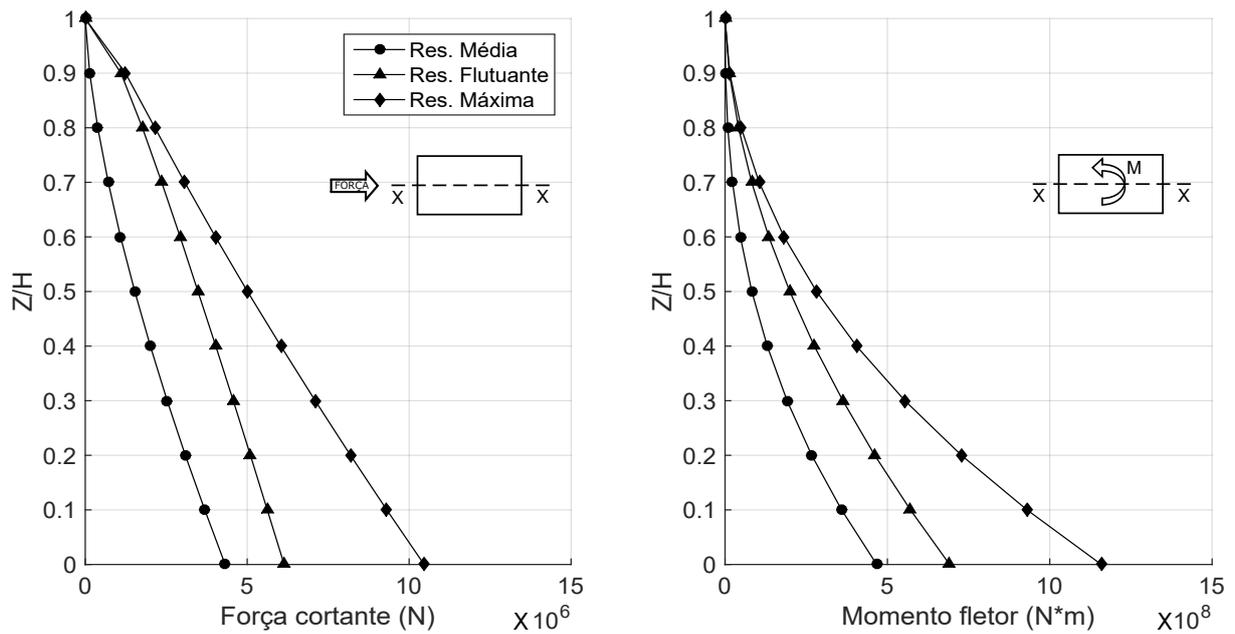


Figura B.15 – Respostas em termos de solicitações no eixo X do *Basic Building* com parâmetros de IAWC (2012a). $\bar{U} = 40\text{m/s}$.

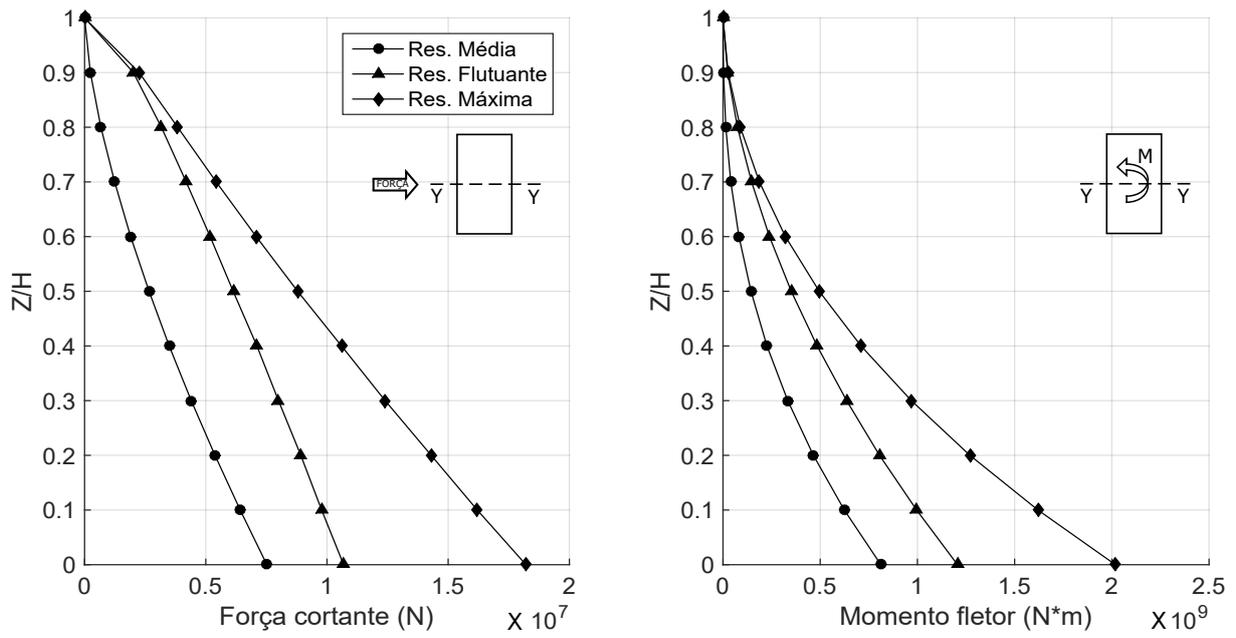


Figura B.16 – Respostas em termos de solicitações no eixo Y do *Basic Building* com parâmetros de IAWQ (2012a). $\bar{U} = 40m/s$.

C - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DO VENTO FLUTUANTE - APLICAÇÃO DO MD

Algumas variações na intensidade e na escala de turbulência do vento foram feitas com o intuito de verificar como esses parâmetros influenciam na resposta em termos de deslocamento de topo. Os parâmetros geométricos utilizados serão os do edifício CAARC, eles serão mantidos constantes junto com a velocidade média do vento, considerada em $\bar{U} = 40m/s$ e atuando apenas na direção do eixo Y .

Inicialmente variou-se a intensidade de turbulência de 1% a 15% e manteve-se a escala de turbulência em $L_u = 81,2m$, como determinado nos ensaios de Vieira (2016), em seguida, com a mesma variação na intensidade de turbulência, considerou-se a escala de turbulência em $L_u = 114m$ (Oliveira (2009)) e $L_u = 175m$ (IAWE (2012a)). Os gráficos dessa análise se encontram nas Figuras C.1 a C.3.

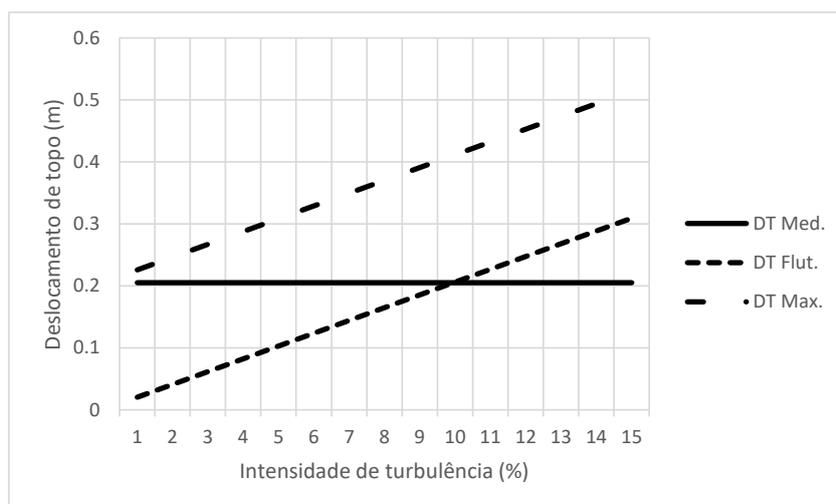


Figura C.1 – Parcelas da resposta com a variação da intensidade de turbulência. Com $L_u = 81,2m$.

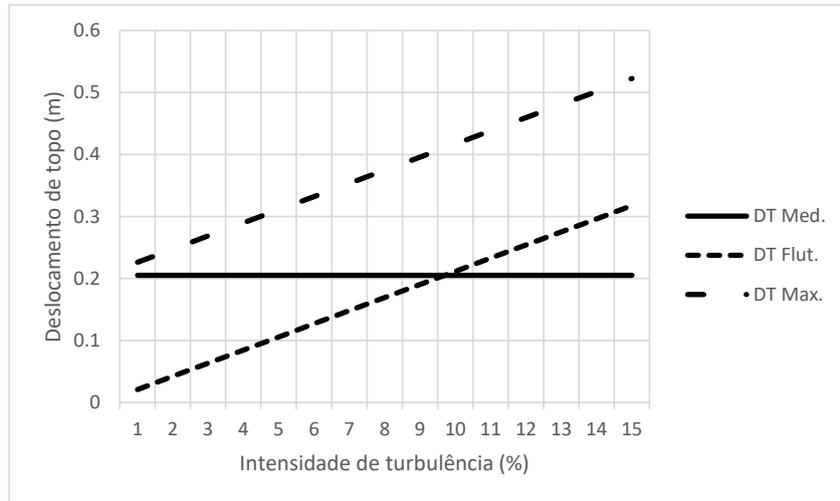


Figura C.2 – Parcelas da resposta com a variação da intensidade de turbulência. Com $L_u = 114m$.

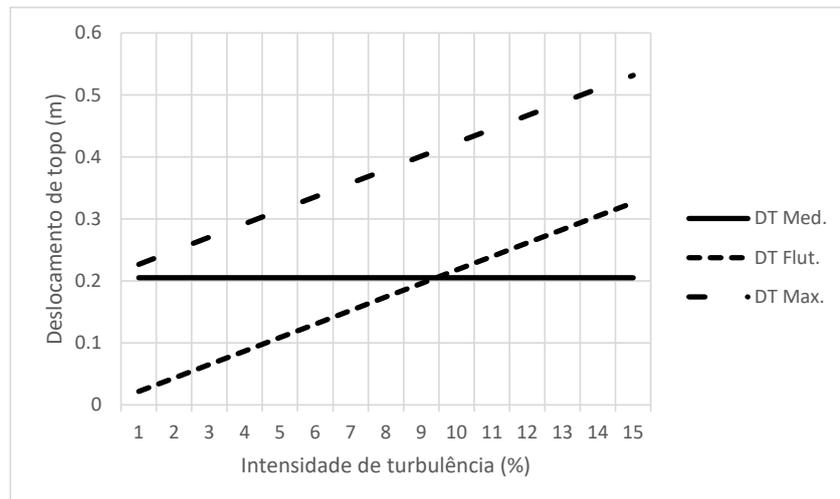


Figura C.3 – Parcelas da resposta com a variação da intensidade de turbulência. Com $L_u = 175m$.

Em seguida foi analisado a resposta com a variação da escala de turbulência de $10m$ a $10000m$ e manteve-se a intensidade de turbulência em $I_u = 3,87\%$, como determinado nos ensaios de Vieira (2016), em seguida, com a mesma variação na escala de turbulência, considerou-se a intensidade de turbulência em $I_u = 7,1\%$ (Oliveira (2009)) e $I_u = 14,3\%$ (IAWE (2012a)). Os gráficos dessa análise se encontram nas Figuras C.4 a C.6.

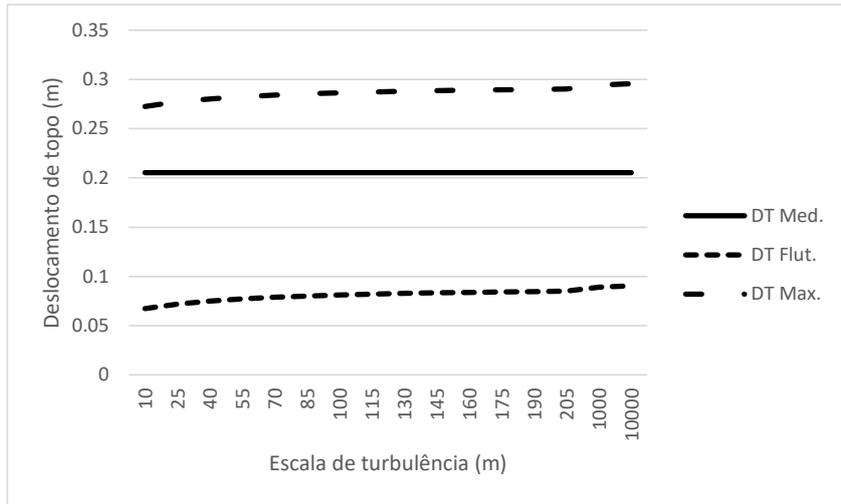


Figura C.4 – Parcelas da resposta com a variação da escala de turbulência. Com $I_u = 3,87\%$.

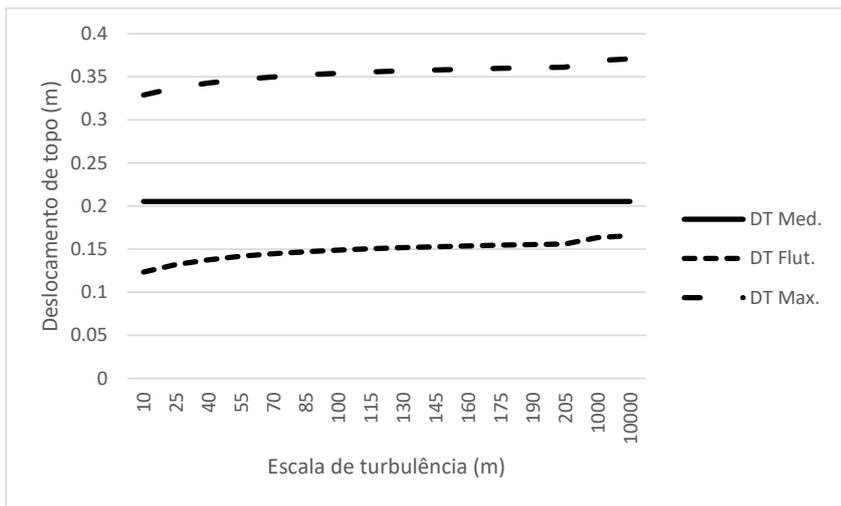


Figura C.5 – Parcelas da resposta com a variação da escala de turbulência. Com $I_u = 7,1\%$.

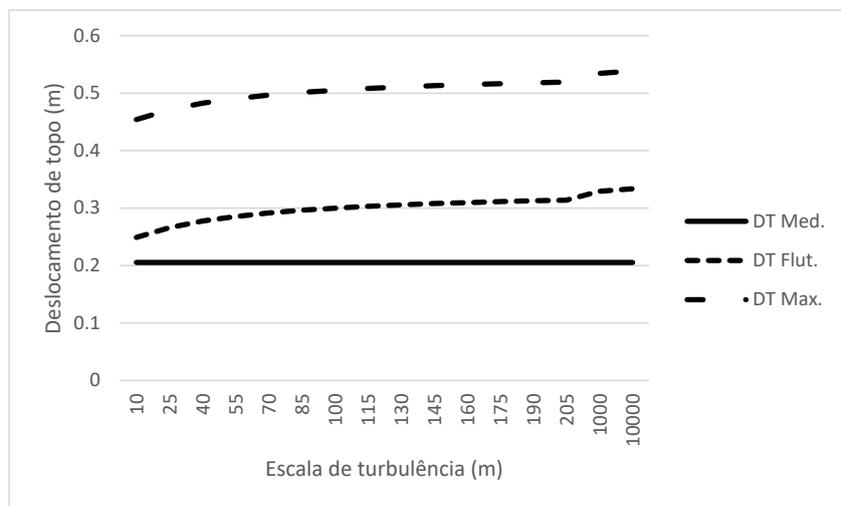


Figura C.6 – Parcelas da resposta com a variação da escala de turbulência. Com $I_u = 14,3\%$.

Através dos gráficos das Figuras C.1 a C.3 verificou-se que a variação na intensidade de turbulência influencia de forma significativa os valores na parcela flutuante da resposta e, conseqüentemente, na parcela máxima. A mudança dos valores fixos da escala de turbulência não provocaram mudanças importantes nos valores das respostas em termos de deslocamento, tendo em vista o fato de que a resposta flutuante ultrapassa a resposta média entre a intensidade de turbulência de 9% e 10% nos três casos.

Em relação a escala de turbulência, Figuras C.4 a C.6, parâmetro esse que serve para avaliar as dimensões dos maiores turbilhões, as respostas sofreram um aumento de valor até uma escala de aproximadamente 100m, e depois mantiveram-se constantes. Os valores de 1000m e 10000m confirmam que a variação desse parâmetro não possui influência significativa na mudança dos valores das respostas.

Na medida que se aumentou o valor fixo da intensidade da turbulência mais a curva da resposta flutuante se aproximou do valor médio, chegando a ultrapassá-lo, como já se esperava, para intensidade de turbulência de 14,3%. E assim constatando, mais uma vez, a importância desse parâmetro na parcela flutuante.

A resposta média manteve-se constante em todos os casos devido ao seu valor não depender dos parâmetros das flutuações do vento, sendo em função, exclusivamente, do perfil da velocidade média do vento e da geometria da estrutura. A curva dessa parcela da resposta foi plotada nos gráficos com o intuito de torná-la referência na significância da parcela flutuante do deslocamento.

D - RESULTADOS DO FATOR ESTRUTURAL $C_S C_D$ COM O USO DO ANEXO B E C DO EUROCODE 1-4:2005

Com a altura de referência $z_s = 109,73m$, resulta em uma escala de turbulência $L(z_s) = 200,65m$ e uma intensidade de turbulência $I_v(z_s) = 21,3\%$. Dessa forma é possível determinar os valores das funções de admitância aerodinâmica e da função de efeito redutor de dimensão, fornecidos, respectivamente, pelas Tabelas D.1 e D.2.

Os coeficientes de resposta quase-estática, B^2 , e em ressonância, R^2 , ambos determinados pelo Anexo B e C do *Eurocode 1-4* (2005) são mostrados, respectivamente, nas Tabelas D.3 e D.4.

Finalmente é possível determinar o fator de pico, k_p , e assim calcular o fator estrutural, $c_s c_d$, com o Anexo B e C da norma, como mostra, respectivamente, as Tabelas D.5 e D.6.

Tabela D.1 – Valores das funções de admitância aerodinâmica - Anexo B do *Eurocode 1-4* (2005).

$v_m(m/s)$	$v_m(z_s)$	$f_L(z_s, f)$		η_b		R_h		R_b	
		Dir X e Y	Dir X e Y	Dir X	Dir Y	Dir X e Y	Dir X	Dir Y	
20	18,06	2,22	9,32	1,55	2,33	0,10	0,45	0,34	
30	27,02	1,48	6,23	1,04	1,56	0,15	0,56	0,44	
40	36,06	1,11	4,67	0,78	1,17	0,19	0,63	0,52	
50	45,1	0,89	3,73	0,62	0,93	0,23	0,69	0,59	
60	54,15	0,74	3,12	0,52	0,78	0,27	0,73	0,63	
70	63,2	0,63	2,66	0,44	0,67	0,30	0,76	0,67	
80	72,14	0,56	2,33	0,39	0,58	0,34	0,78	0,70	
90	81,19	0,49	2,07	0,34	0,52	0,37	0,80	0,73	
100	90,23	0,44	1,86	0,31	0,47	0,40	0,82	0,75	
110	99,27	0,40	1,69	0,28	0,42	0,42	0,84	0,77	
120	108,3	0,37	1,55	0,26	0,39	0,45	0,85	0,78	
130	117,2	0,34	1,44	0,24	0,36	0,47	0,86	0,80	
140	126,2	0,32	1,33	0,22	0,33	0,49	0,87	0,81	
150	135,3	0,30	1,24	0,21	0,31	0,51	0,87	0,82	
160	144,3	0,28	1,17	0,19	0,29	0,53	0,88	0,83	

Tabela D.2 – Valores da função de efeito redutor de dimensão - Anexo C do *Eurocode 1-4* (2005).

$v_m(m/s)$	$v_m(z_s)$	ϕ_y		ϕ_z	K_s	
		<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX e Y</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
20	18,06	3,88	5,82	23,29	0,03	0,02
30	27,02	2,59	3,89	15,57	0,06	0,04
40	36,06	1,94	2,92	11,66	0,09	0,07
50	45,1	1,55	2,33	9,33	0,13	0,10
60	54,15	1,29	1,94	7,77	0,17	0,13
70	63,2	1,11	1,66	6,65	0,21	0,17
80	72,14	0,97	1,46	5,83	0,24	0,20
90	81,19	0,86	1,29	5,18	0,28	0,24
100	90,23	0,78	1,16	4,66	0,31	0,27
110	99,27	0,71	1,06	4,24	0,34	0,30
120	108,3	0,65	0,97	3,88	0,36	0,32
130	117,2	0,60	0,90	3,59	0,38	0,35
140	126,2	0,55	0,83	3,33	0,41	0,37
150	135,3	0,52	0,78	3,11	0,43	0,40
160	144,3	0,49	0,73	2,91	0,45	0,42

Tabela D.3 – Coeficientes de resposta determinado pelo Anexo B do *Eurocode 1-4* (2005).

$v_m(m/s)$	$v_m(z_s)$	B^2		S_L	R^2	
		<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX e Y</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
20	18,06	0,517	0,506	0,077	0,276	0,209
30	27,02	0,517	0,506	0,098	0,633	0,506
40	36,06	0,517	0,506	0,115	1,092	0,906
50	45,1	0,517	0,506	0,129	1,615	1,376
60	54,15	0,517	0,506	0,141	2,175	1,893
70	63,2	0,517	0,506	0,151	2,752	2,435
80	72,14	0,517	0,506	0,160	3,326	2,980
90	81,19	0,517	0,506	0,168	3,900	3,530
100	90,23	0,517	0,506	0,175	4,458	4,071
110	99,27	0,517	0,506	0,181	4,998	4,597
120	108,3	0,517	0,506	0,186	5,514	5,103
130	117,2	0,517	0,506	0,190	5,999	5,581
140	126,2	0,517	0,506	0,194	6,464	6,042
150	135,3	0,517	0,506	0,198	6,909	6,485
160	144,3	0,517	0,506	0,201	7,323	6,899

Tabela D.4 – Coeficientes de resposta determinado pelo Anexo C do *Eurocode 1-4* (2005).

$v_m(m/s)$	$v_m(z_s)$	B^2		S_L	R^2	
		<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX e Y</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
20	18,06	0,416	0,409	0,077	0,169	0,115
30	27,02	0,416	0,409	0,098	0,445	0,313
40	36,06	0,416	0,409	0,115	0,849	0,618
50	45,1	0,416	0,409	0,129	1,346	1,016
60	54,15	0,416	0,409	0,141	1,903	1,486
70	63,2	0,416	0,409	0,151	2,488	2,005
80	72,14	0,416	0,409	0,160	3,072	2,546
90	81,19	0,416	0,409	0,168	3,656	3,103
100	90,23	0,416	0,409	0,175	4,221	3,659
110	99,27	0,416	0,409	0,181	4,763	4,202
120	108,3	0,416	0,409	0,186	5,278	4,727
130	117,2	0,416	0,409	0,190	5,758	5,222
140	126,2	0,416	0,409	0,194	6,216	5,699
150	135,3	0,416	0,409	0,198	6,651	6,155
160	144,3	0,416	0,409	0,201	7,054	6,580

Tabela D.5 – Fator estrutural determinado pelo Anexo B do *Eurocode 1-4* (2005).

$v_m(m/s)$	$\nu(Hz)$		k_p		$c_s c_d$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
20	0,118	0,108	3,651	3,627	0,957	0,926
30	0,148	0,141	3,714	3,701	1,082	1,038
40	0,165	0,160	3,742	3,734	1,213	1,160
50	0,174	0,171	3,756	3,751	1,339	1,282
60	0,180	0,178	3,765	3,762	1,457	1,398
70	0,184	0,182	3,770	3,768	1,567	1,506
80	0,186	0,185	3,774	3,772	1,666	1,606
90	0,188	0,187	3,776	3,775	1,758	1,698
100	0,189	0,189	3,778	3,777	1,842	1,783
110	0,190	0,190	3,780	3,779	1,919	1,861
120	0,191	0,191	3,781	3,780	1,989	1,932
130	0,192	0,192	3,782	3,781	2,052	1,997
140	0,192	0,192	3,783	3,782	2,111	2,057
150	0,193	0,193	3,783	3,783	2,164	2,112
160	0,193	0,193	3,784	3,784	2,213	2,162

Tabela D.6 – Fator estrutural determinado pelo Anexo C do *Eurocode 1-4* (2005).

$v_m(m/s)$	$\nu(Hz)$		k_p		$c_s c_d$	
	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>	<i>DirX</i>	<i>DirY</i>
20	0,107	0,094	3,626	3,588	0,876	0,846
30	0,144	0,132	3,705	3,681	0,989	0,937
40	0,164	0,155	3,740	3,725	1,121	1,047
50	0,175	0,169	3,757	3,748	1,254	1,167
60	0,181	0,177	3,767	3,761	1,382	1,287
70	0,185	0,182	3,772	3,768	1,501	1,403
80	0,188	0,186	3,776	3,773	1,608	1,511
90	0,189	0,188	3,779	3,777	1,705	1,612
100	0,191	0,190	3,780	3,779	1,793	1,705
110	0,192	0,191	3,782	3,781	1,873	1,789
120	0,193	0,192	3,783	3,782	1,945	1,867
130	0,193	0,193	3,784	3,783	2,009	1,937
140	0,194	0,193	3,784	3,784	2,068	2,001
150	0,194	0,194	3,785	3,784	2,122	2,059
160	0,194	0,194	3,785	3,785	2,170	2,112