

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL***

**ANÁLISE DO EFEITO DA AÇÃO DO VENTO NO PROJETO DE  
EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO PARA DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUTURAIS**

**Rafael Grifoni Guerzoni**

São Carlos  
2020

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL***

**ANÁLISE DO EFEITO DA AÇÃO DO VENTO NO PROJETO DE  
EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO PARA DIFERENTES SISTEMAS  
ESTRUTURAIS**

**Rafael Grifoni Guerzoni**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**Área de Concentração:** Estruturas e Geotecnia

**Orientador:** Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

São Carlos  
2020



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

---

**Folha de Aprovação**

---

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Rafael Grifoni Guerzoni, realizada em 28/08/2020.

**Comissão Julgadora:**

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho (UFSCar)

Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira (UNESP)

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza (UFSCar)

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

## *DEDICATÓRIA*

---

Dedico esta monografia aos meus pais, irmãos, professores, amigos, e todos aqueles que me auxiliaram de alguma forma durante minha formação acadêmica.

## *AGRADECIMENTOS*

---

Agradeço a Deus pela capacidade a mim concedida de entendimento e raciocínio.

Aos meus pais Jônatas e Márcia, e aos meus irmãos Sabrina e Jônatas pelo apoio e motivação proporcionados em todos os momentos.

Ao meu orientador e professor Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho pela imensa contribuição e suporte concedidos para a realização deste trabalho.

A todos os professores que contribuíram para minha formação partilhando seus conhecimentos.

Aos meus amigos que me acompanharam e auxiliaram durante todas as etapas.

## RESUMO

GUERZONI, Rafael Grifoni. **Análise do efeito da ação do vento no projeto de edifícios altos de concreto para diferentes sistemas estruturais**, SP. 2020. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

A construção de edifícios cada vez mais altos desafia o engenheiro civil a buscar novas soluções e sistemas estruturais que possibilitem seu projeto. O ego continua sendo o motivo principal para a construção de enormes arranha-céus, que nem sempre se justificam economicamente. Em projeto, as ações horizontais assumem papel fundamental no dimensionamento e análise da estabilidade de edifícios altos, e diversas normas consideram o fator de rajada e as características de turbulência do vento para estimar o valor da resposta dinâmica à ação do vento. Dessa forma, este trabalho apresentou um estudo do comportamento estrutural de edifícios altos quando submetidos às ações horizontais e verticais, considerando normas brasileiras, estrangeiras e literatura técnica a fim de verificar a viabilidade estrutural do projeto de edifícios altos no Brasil. O trabalho foi dividido em três etapas. A primeira consistiu em um estudo comparativo entre diversas normas, mostrando que a norma brasileira apresentou valores consistentes às demais no cálculo da resposta dinâmica longitudinal às ações do vento em um edifício alto. Na segunda etapa, foi realizado um estudo de caso de um edifício alto submetido à ação do vento, calculada de acordo com normas brasileiras, americana, e europeia. Por meio de um software foram obtidos valores de deslocamento máximo, deslocamento relativo entre pavimentos, e aceleração, utilizados nas verificações necessárias para o Estado Limite de Serviço. A norma brasileira foi mais rigorosa na verificação do deslocamento e aceleração máximos, enquanto que a norma americana apresentou maiores valores de deslocamento relativo entre pavimentos. A terceira etapa deste trabalho apresentou um estudo comparativo entre três diferentes sistemas de contraventamento lateral aplicados a um edifício alto: pórticos rígidos, pórticos e pilares-parede, e pórticos treliçados. Os três modelos foram capazes de resistir à ação do vento. Porém, a utilização do sistema contraventado por pórticos e pilares-paredes reduziu em 15% o volume de concreto, enquanto que o sistema de pórticos treliçados garantiu uma economia de 31% de concreto, em comparação ao modelo de pórticos rígidos. Além disso, as análises mostraram que o coeficiente  $Y_z$  de estabilidade global gerou uma boa aproximação dos efeitos globais de segunda ordem nos exemplos realizados.

*Palavras-chave:* ação do vento, edifícios altos, sistemas estruturais, resposta dinâmica.

## ABSTRACT

GUERZONI, Rafael Grifoni. **Análise do efeito da ação do vento no projeto de edifícios altos de concreto para diferentes sistemas estruturais**, SP. 2020. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

The construction of ever taller buildings challenges civil engineers to seek new solutions and structural systems that enable their projects. Ego seems to be the main reason for the construction of huge skyscrapers, which are not always economically justified. In their projects, horizontal loads assume a fundamental role in the design and analysis of the stability of the building. Foreign and Brazilian standards are based on the gust loading factor to estimate the dynamic response, considering wind-velocity and turbulence profile. Thus, this work presented a study of the structural behavior of a tall building submitted to horizontal and vertical loads, considering Brazilian, foreign and technical literature standards. This work was divided in three steps. The first one consisted of a comparative study among several standards, showing that the Brazilian one presented similar values to the others of longitudinal dynamic response due to wind loads on a tall building. The second one presented a case study of a tall building submitted to wind loads calculated according to Brazilian, American and European standards. Top floor displacement, inter-story drift and maximum acceleration results were obtained through software and used to verify serviceability state limit criteria. These analysis have showed that Brazilian standard limits are more rigorous in checking maximum displacement and acceleration, while the American standard presented higher values of inter-story drift. The third phase of this work presented a comparative study between three lateral-load resisting systems applied to a tall building: rigid frames, shear wall-frame interaction, and lateral bracing with steel cross frames. All three were able to resist wind loads. However, the use of shear wall-frame interaction system reduced by 15% the volume of concrete, while using the lateral bracing system it was possible to save 31% of concrete, compared to the rigid frame system. In addition, the analysis showed that the coefficient  $\gamma_z$  of global stability resulted in a good approximation of the nonlinear global effects in the studied cases.

*Key-words: wind load, tall buidings, structural systems, dynamic response*

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 1 - Altura relativa entre edifícios. a) altura relativa; b) proporção; c) tecnologia. ....	21
Figura 2 - Edifício <i>Monadnock</i> , Chicago. ....	23
Figura 3 – (a) <i>Empire State Building</i> , (b) <i>John Hancock Center</i> .....	24
Figura 4 - (a) <i>Sears Tower</i> , (b) <i>World Trade Center</i> .....	25
Figura 5 - Categoria de sistemas estruturais .....	26
Figura 6 - Modelo de laje sem vigas e paredes estruturais.....	28
Figura 7 - Paredes estruturais associadas .....	28
Figura 8 - Efeito <i>shear-lag</i> no pórtico tubular .....	29
Figura 9 - Planta esquemática de sistema tubular interligado .....	30
Figura 10 - Interação entre paredes estruturais e pórtico rígido ao redor do perímetro.....	32
Figura 11 - Resposta longitudinal ( $F_x$ ) e transversal ( $F_y$ ).....	34
Figura 12 - Esquema para modelo discreto.....	46
Figura 13 - Momentos fletores de segunda ordem pelo método P- $\Delta$ .....	52
Figura 14 - Momentos fletores de segunda ordem pelo método P- $\delta$ .....	53
Figura 15 - Modelo de análise considerado no método da amplificação dos esforços solicitantes .....	57
Figura 16 - Interface do software SAP2000® v20. ....	62
Figura 17 - Detalhe da membrana (em seleção) para inserção da ação do vento.....	65
Figura 18 - Fator ressonante de pico ( $g_R$ ) para cada categoria de rugosidade .....	70
Figura 19 - Fator de resposta quase-estática (B) para cada categoria de rugosidade .....	70
Figura 20 - Fator de resposta ressonante (R) para cada categoria de rugosidade.....	71
Figura 21 - Fator de rajada (GLF) para cada categoria de rugosidade .....	71
Figura 22 – Somatório do momento fletor na base do edifício para cada categoria de rugosidade .....	72
Figura 23 - Razão entre os momentos das normas estrangeiras e o da ABNT NBR 6123 (1988).....	72
Figura 24 - Esquema do edifício CAARC: planta, vista frontal e vista em 3D .....	74
Figura 25 - Deformada da estrutura decorrente da ação do vento .....	78
Figura 26 - Deslocamento lateral ao longo do edifício considerando ação do vento calculada pela ABNT NBR 6123 (1988) .....	78
Figura 27 - Deslocamento lateral ao longo do edifício considerando ação do vento calculada pela ASCE 7 (2016).....	79
Figura 28 - Deslocamento lateral ao longo do edifício considerando ação do vento calculada pela EN 1991 (2005) .....	79
Figura 29 - Deslocamentos no topo do edifício CAARC para diferentes códigos de normas 81	



Figura 30 – Razões entre deslocamentos máximos e seus limites .....	82
Figura 31 – Deslocamentos relativo máximo do edifício CAARC para diferentes códigos de normas .....	83
Figura 32 – Razões entre deslocamentos relativos entre pavimentos e seus limites .....	84
Figura 33 - Aceleração máxima no topo do edifício CAARC calculada pela NBR 6123 .....	85
Figura 34 – Pressão do vento .....	89
Figura 35 - Planta de forma do Edifício CAARC – Modelo 1 .....	92
Figura 36 – Vista em 3D do Modelo 1 (Pórticos).....	93
Figura 37 – Deslocamento horizontal por pavimento para vento atuando a 0° (Modelo 1 – ELU).....	94
Figura 38 – Estrutura deformada do Modelo 1 para combinação frequente: a) Vento a 90°; b) Vento a 0° .....	95
Figura 39 – Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 1- ELS).....	96
Figura 40 - Aceleração ao longo do edifício - Modelo 1 .....	97
Figura 41 – Planta de forma do Edifício CAARC – Modelo 2.....	99
Figura 42 – Modelo 2: a) vista em 3D; b) vista YZ; c) vista XZ .....	99
Figura 43 - Deslocamento horizontal por pavimento para vento atuando a 0° e 90° (Modelo 2 – ELU).....	101
Figura 44 - Estrutura deformada do Modelo 2 para combinação frequente: a) Vento a 0°; b) Vento a 90° .....	102
Figura 45 - Deslocamento horizontal para combinação frequente (Modelo 2 - ELS).....	103
Figura 46 - Aceleração ao longo do edifício - Modelo 2 .....	104
Figura 47 - Planta de forma do Edifício CAARC – Modelo 3 .....	105
Figura 48 – Modelo 3: a) vista em 3D; b) vista YZ; c) vista XZ .....	106
Figura 49 - Deslocamento horizontal por pavimento para vento atuando a 0° e 90° (Modelo 3 – ELU).....	108
Figura 50- Estrutura deformada do Modelo 3 para combinação frequente: a) Vento a 0°; b) Vento a 90° .....	109
Figura 51 – Deslocamento horizontal para combinação frequente (Modelo 3 – ELS).....	110
Figura 52 - Aceleração ao longo do edifício - Modelo 3 .....	111
Figura 53 - Deslocamento ao longo do Edifício CAARC para cada modelo – ELU .....	112
Figura 54 - Deslocamento ao longo do Edifício CAARC para cada modelo – ELS.....	114
Figura 55 – Coeficiente $\gamma_z$ no Edifício CAARC.....	115
Figura 56 - Índice de deslocabilidade B2 ( $\Delta_2/\Delta_1$ ) .....	115
Figura 57 – Relação $B_2/\gamma_z$ .....	116
Figura 58 – Somatória dos momentos em x na base do Edifício CAARC.....	117

Figura 59 – Somatória dos momentos em y na base do Edifício CAARC.....	117
Figura 60 - Somatória dos momentos em z na base do Edifício CAARC.....	118
Figura 61 – Consumo de concreto no Edifício CAARC.....	119
Figura 62 – Deslocamento máximo no topo do Edifício CAARC [cm]. ....	119
Figura 63 – Deslocamento relativo entre pavimentos do Edifício CAARC [cm]. ....	120
Figura 64 - Aceleração ao longo do Edifício CAARC .....	121
Figura 65 – Aceleração máxima no Edifício CAARC [m/s <sup>2</sup> ] .....	121

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 1 - Comparação entre fatores de pico e parâmetros entre normas .....	38
Tabela 2 - Parâmetros do perfil da intensidade de turbulência .....	38
Tabela 3 - Parâmetros da escala do comprimento de turbulência.....	39
Tabela 4 - Fator de resposta quase-estática (B) .....	40
Tabela 5 – Fator de redução (S) e de energia (E) .....	41
Tabela 6 - Comparação entre categorias de rugosidade do terreno .....	43
Tabela 7 - Coeficientes p e b para cálculo da velocidade média do vento pela lei potencial	43
Tabela 8 - Coeficientes $u^*$ e $z_0$ para o cálculo da velocidade média do vento pela lei logarítmica .....	43
Tabela 9 - Valores do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, considerando o uso de granito como agregado graúdo.....	64
Tabela 10 - Dados para cálculo da resposta longitudinal para comparação entre normas ...	67
Tabela 11 – Resposta dinâmica longitudinal para categoria de rugosidade C4.....	68
Tabela 12 - Resposta dinâmica longitudinal para categoria de rugosidade C2 .....	68
Tabela 13 - Dimensões e detalhes estruturais das seções das vigas e pilares do edifício padrão CAARC.....	75
Tabela 14 - Dados para o cálculo da resposta longitudinal para o CAARC Building .....	76
Tabela 15 - Deslocamentos no topo do edifício CAARC para diferentes normas.....	80
Tabela 16 - Deslocamento relativo máximo entre pavimentos no edifício CAARC.....	83
Tabela 17 - Aceleração máxima no topo do edifício CAARC.....	85
Tabela 18 - Razão entre acelerações .....	86
Tabela 19 - Valores de $\Upsilon_z$ para cada modelo analisado .....	87
Tabela 20 - Características da ação do vento. ....	89
Tabela 21 - Dimensões das seções das vigas e pilares do Modelo 1 .....	92
Tabela 22 – Esforços totais na base da estrutura (Modelo 1 – ELU) .....	95
Tabela 23 – Deslocamentos máximos e aceleração máxima (Modelo 1 – ELS) .....	96
Tabela 24 - Dimensões das seções das vigas e pilares do Modelo 2 .....	98
Tabela 25 – Esforços totais na base da estrutura (Modelo 2 – ELU) .....	101
Tabela 26 – Deslocamentos máximos e aceleração máxima (Modelo 2 – ELS) .....	103
Tabela 27 - Dimensões das seções das vigas e pilares do Modelo 3 .....	106
Tabela 28 – Esforços totais na base da estrutura (Modelo 3 – ELU) .....	108
Tabela 29 – Deslocamentos máximos e aceleração máxima (Modelo 3 – ELS) .....	110
Tabela 30 – Resultados do Edifício CAARC no ELU. ....	112
Tabela 31 – Resultados do Edifício CAARC no ELS. ....	113

Tabela 32- Comparação entre os coeficientes $\Psi_z$ e $B_2$ .....	116
Tabela A.1 - Pressão de obstrução do vento para categoria IV de rugosidade do terreno .....	131
Tabela A.2 - Ações verticais atuantes no Edifício Padrão CAARC.....	132
Tabela A.3 – Deslocamentos horizontais do edifício CAARC para combinação rara com .....	133
Tabela B.1 - Cargas Verticais em cada pavimento do Modelo 1 .....	134
Tabela B.2 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a $0^\circ$ (Modelo 1 – ELU). .....	137
Tabela B.3 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a $90^\circ$ (Modelo 1 – ELU) .....	138
Tabela B.4 - Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 1 - ELS) .....	139
Tabela B.5 – Cargas verticais em cada pavimento do Modelo 2.....	140
Tabela B.6 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a $0^\circ$ (Modelo 2 – ELU). .....	141
Tabela B.7 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a $90^\circ$ (Modelo 2 – ELU). .....	142
Tabela B.8 - Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 2 - ELS).....	143
Tabela B.9 – Cargas verticais em cada pavimento do Modelo 3.....	144
Tabela B.10 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a $0^\circ$ (Modelo 3 – ELU) .....	145
Tabela B.11 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a $90^\circ$ (Modelo 3 – ELU) .....	146
Tabela B.12 - Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 3 - ELS) .....	147

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
<b>1.1</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>17</b>
1.1.1	GERAL.....	17
1.1.2	ESPECÍFICOS.....	17
<b>1.2</b>	<b>JUSTIFICATIVAS</b> .....	<b>17</b>
<b>1.3</b>	<b>DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS</b> .....	<b>18</b>
<b>2</b>	<b>EDIFÍCIOS ALTOS</b> .....	<b>20</b>
<b>2.1</b>	<b>DEFINIÇÃO DE EDIFÍCIO ALTO</b> .....	<b>20</b>
<b>2.2</b>	<b>HISTÓRICO</b> .....	<b>22</b>
<b>2.3</b>	<b>SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS ALTOS</b> .....	<b>26</b>
2.3.1	LAJE SEM VIGAS .....	27
2.3.2	LAJE SEM VIGAS E PAREDES ESTRUTURAIS .....	27
2.3.3	NÚCLEO RÍGIDO (PAREDES ESTRUTURAIS ASSOCIADAS) .....	28
2.3.4	PÓRTICO TUBULAR .....	29
2.3.5	SISTEMA TUBULAR INTERLIGADO (BUNDLED TUBE) .....	30
2.3.6	SISTEMA TUBULAR CONTRAVENTADO.....	31
2.3.7	PÓRTICO RÍGIDO .....	31
2.3.8	PÓRTICO RÍGIDO COM PAREDES ESTRUTURAIS .....	32
<b>2.4</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>33</b>
<b>3</b>	<b>AÇÃO DINÂMICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS</b> .....	<b>34</b>
<b>3.1</b>	<b>RESPOSTA LONGITUDINAL</b> .....	<b>35</b>
3.1.1	FATOR DE RAJADA .....	36
3.1.2	PERFIL DA VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO .....	42
3.1.3	RESPOSTA TRANSVERSAL .....	44
<b>3.2</b>	<b>RESPOSTAS DINÂMICAS SEGUNDO A ABNT NBR 6123 (1988)</b> .....	<b>44</b>
3.2.1	RESPOSTA LONGITUDINAL .....	44
3.2.2	MODELO CONTÍNUO SIMPLIFICADO .....	45
3.2.3	MODELO DISCRETO .....	45
3.2.4	RESPOSTA DINÂMICA TRANSVERSAL AO VENTO .....	48
3.2.5	ACELERAÇÕES MÁXIMAS PARA VERIFICAÇÃO DE CONFORTO.....	48
<b>3.3</b>	<b>ENSAIO EM TÚNEL DE VENTO</b> .....	<b>48</b>

3.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	50
4	ANÁLISE ESTRUTURAL E ESTABILIDADE .....	51
4.1	EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....	51
4.1.1	MÉTODO P- $\Delta$ PARA CÁLCULO DO EFEITO GLOBAL DE SEGUNDA ORDEM 52	
4.1.2	MÉTODO P- $\delta$ PARA CÁLCULO DO EFEITO LOCAL DE SEGUNDA ORDEM	53
4.2	AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE SEGUNDO A NBR 8800:2008 .....	53
4.2.1	CLASSIFICAÇÃO QUANTO À SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS LATERAIS .....	53
4.2.2	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NO ELU .....	55
4.2.3	MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES.....	56
4.3	COEFICIENTE $\gamma_z$ .....	57
4.4	PARÂMETRO $\alpha$ DE INSTABILIDADE GLOBAL .....	58
4.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	59
5	METODOLOGIA .....	60
5.1	RESPOSTA DINÂMICA LONGITUDINAL .....	60
5.2	PROJETO DE UM EDIFÍCIO ALTO “EDIFÍCIO PADRÃO CAARC” .....	61
5.3	COMPARAÇÃO ENTRE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO .....	63
5.4	MODELAGEM DAS ESTRUTURAS NO SAP2000® .....	64
6	COMPARAÇÃO ENTRE NORMAS PARA A RESPOSTA DINÂMICA EM UM EDIFÍCIO ALTO .....	66
6.1	RESULTADOS E ANÁLISES .....	67
6.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	73
7	EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....	74
7.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	74
7.2	AÇÕES ATUANTES .....	76
7.2.1	AÇÃO HORIZONTAL .....	76
7.2.2	AÇÃO VERTICAL.....	76
7.2.3	COMBINAÇÃO DE AÇÕES .....	77
7.3	RESULTADOS E ANÁLISES .....	77
7.3.1	DESLOCAMENTO MÁXIMO.....	77

7.3.2	DESLOCAMENTO MÁXIMO ENTRE PAVIMENTOS .....	82
7.3.3	ACELERAÇÃO MÁXIMA.....	85
7.3.4	ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA.....	87
7.4	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>87</b>
8	<b>SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO APLICADOS EM UM EDIFÍCIO ALTO .....</b>	<b>88</b>
8.1	<b>AÇÕES ATUANTES .....</b>	<b>88</b>
8.1.1	AÇÃO VERTICAL.....	88
8.1.2	AÇÃO HORIZONTAL.....	88
8.2	<b>COMBINAÇÃO DE AÇÃO.....</b>	<b>90</b>
8.3	<b>MODELAGEM DA ESTRUTURA.....</b>	<b>90</b>
8.4	<b>MODELO 1 - CONTRAVENTAMENTO POR PÓRTICOS RÍGIDOS.....</b>	<b>91</b>
8.4.1	ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	93
8.4.2	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) .....	95
8.5	<b>MODELO 2 – CONTRAVENTAMENTO POR PILARES-PAREDE .....</b>	<b>98</b>
8.5.1	ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	100
8.5.2	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) .....	102
8.6	<b>MODELO 3 – CONTRAVENTAMENTO POR PÓRTICOS TRELIÇADOS.....</b>	<b>105</b>
8.6.1	ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	107
8.6.2	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) .....	109
8.7	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>111</b>
8.8	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>122</b>
9	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>123</b>
9.1	RESPOSTA DINÂMICA.....	123
9.2	EXEMPLO DE APLICAÇÃO – EDIFÍCIO CAARC .....	124
9.3	<b>SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO .....</b>	<b>125</b>
9.4	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>125</b>
9.5	PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS.....	126
10	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>127</b>
	<b>APÊNDICE A – Resultados gerais.....</b>	<b>131</b>
	<b>APÊNDICE B – Tabelas para comparação entre sistemas de contraventamento.....</b>	<b>134</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Enfrentar desafios e ultrapassar limites são ações comuns à engenharia civil. Desafios motivam engenheiros a buscar novas soluções, tendo o orgulho papel fundamental nessa busca. Isso se evidencia na realidade dos edifícios altos. Ego parece ser a principal motivação para a construção de estruturas cada vez mais altas, o que torna inacabável a busca por sistemas estruturais que satisfaçam as condições de estabilidade dos edifícios altos.

Silva (2010) apresentou uma definição de edifício alto, do ponto de vista estrutural, como qualquer estrutura que necessite uma solução aprimorada e diferente das usuais, considerando projeto, métodos construtivos e utilização da estrutura. A isso foram diretamente ligadas as ações laterais, pois, em grandes intensidades, tais ações desempenham fundamental importância na decisão do sistema a ser utilizado.

Isso ocorre, pois as ações horizontais, como o vento, provocam maiores tensões conforme a altura do edifício aumenta, aumentando os deslocamentos e a instabilidade lateral do edifício. Dessa forma, requisitos mínimos de estabilidade e conforto podem não ser atendidos caso utilize-se um sistema estrutural inadequado, bem como fatores econômicos podem tornar inviável a utilização de determinado sistema.

Todos esses fatores motivam a análise de sistemas estruturais para entender como os edifícios altos, que cada vez mais estão presentes na sociedade atual, são construídos. A combinação de sistemas e métodos possibilita maior gama de soluções possíveis ao engenheiro. Estudar as ações horizontais, bem como as regulamentações normativas nacionais e estrangeiras acerca de projetos de estruturas de grande altura, torna-se essencial para o desenvolvimento deste trabalho, como forma de entender como os desafios dessas construções são superados atualmente.



## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 GERAL

O objetivo principal deste trabalho foi analisar o comportamento estrutural de edifícios altos (altura superior a 150 m) frente à ação lateral do vento, a fim de verificar a viabilidade do uso das normas brasileiras no projeto de edifícios altos.

### 1.1.2 ESPECÍFICOS

Para complementar o objetivo geral, têm-se os seguintes objetivos específicos

- a) Comparar o modelo discreto de cálculo da ABNT NBR 6123 (1988) com modelos apresentados por normas estrangeiras para o cálculo da resposta dinâmica longitudinal de edifícios altos às ações do vento;
- b) Identificar e analisar as disparidades existentes entre a norma brasileira e normas estrangeiras na consideração dos limites de deslocamentos horizontais e da estabilidade lateral no projeto de edifícios altos;
- c) Analisar a estabilidade global de edifícios altos, por meio de software baseado no método dos elementos finitos, com base em valores dos parâmetros  $\gamma_z$ ,  $P-\Delta$ , e  $B_2$ ;
- d) Comparar diferentes sistemas estruturais de contraventamento lateral aplicados a um edifício alto.

Com isso, espera-se contribuir para uma melhor compreensão no projeto de edifícios altos para o Brasil, que é uma realidade nos principais centros urbanos no mundo e, dessa forma, auxiliar futuros projetos nesse tema.

## 1.2 JUSTIFICATIVAS

A construção de edifícios cada vez mais altos já é uma realidade nos grandes centros urbanos. O aumento da população e a valorização imobiliária são alguns dos fatores que influenciam na construção de edifícios de grande altura.

No Brasil, a falta de regulamentação específica para análise e projeto de estruturas altas traz incerteza quanto à eficiência do uso da norma ABNT NBR 6118 (2014) em seus

projetos. Obedecer aos limites máximos referentes às condições de conforto torna-se uma tarefa difícil ao atingir alturas elevadas, em virtude da alta interferência da ação do vento na estrutura.

Analisar o comportamento destas estruturas torna-se fundamental para entender as principais diferenças existentes no projeto de um edifício alto, auxiliando assim futuros estudos no tema.

### **1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS**

O presente trabalho apresentará divisão por capítulos na seguinte composição:

O primeiro capítulo apresenta uma introdução geral ao tema, motivações e justificativa para a pesquisa, bem como os objetivos que deverão ser alcançados ao final do trabalho frente ao problema da pesquisa em questão.

O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica acerca do assunto, com trabalhos já realizados referentes ao tema, e um panorama atual do estudo de sistemas estruturais de edifícios altos.

O terceiro capítulo mostra o efeito da ação dinâmica do vento em edifícios altos, apresentando os métodos utilizados pelas principais normas estrangeiras, e pela norma brasileira, para o cálculo da resposta dinâmica longitudinal de edifícios altos às ações do vento.

No quarto capítulo são apresentados os parâmetros considerados na análise da estabilidade global de edifícios altos, bem como uma explicação dos efeitos de segunda ordem que acontecem em edifícios altos.

No quinto capítulo encontra-se a metodologia utilizada neste trabalho.

O sexto capítulo apresenta um estudo comparativo entre a norma brasileira e normas estrangeiras da resposta dinâmica longitudinal de um edifício alto à ação do vento. São comparados valores do fator de rajada e dos momentos fletores causados na base do edifício.

No sétimo capítulo, é feito um estudo do projeto de um edifício alto para o Estado Limite de Serviço, em que são calculados os deslocamentos globais e relativos dos pavimentos, a aceleração, e é feita a verificação para os critérios de conforto.

No oitavo capítulo são estudados três sistemas estruturais diferentes para resistir à ação do vento, comparando entre eles os esforços, os deslocamentos e acelerações, e o consumo de concreto obtidos.

O nono capítulo apresenta as conclusões obtidas e verificações dos objetivos alcançados.

Por fim, as referências bibliográficas são apresentadas no décimo capítulo.

# 2 EDIFÍCIOS ALTOS

Nos dias de hoje é comum encontrar estruturas cada vez mais altas. Sem dúvida os edifícios altos e os arranha-céus são as estruturas que mais causam admiração, proporcionando um senso de grandeza nos olhos do espectador. Taranath (2010) classificou essas estruturas como monumentos de poder e prestígio, supremas conquistas da engenharia, marcos e testemunhos do espírito humano e relações públicas ao mais alto nível.

Referência na construção de edifícios altos, as cidades de Nova York e Chicago por muito tempo permaneceram como donos dos prédios mais altos do mundo. Porém, com o avanço das tecnologias da construção, as torres gêmeas *Petrona Towers*, foram construídas na cidade de Kuala Lumpur, capital da Malásia, conquistando o título de edifício mais alto do mundo em 1998, com 452 metros de altura. Perdeu tal posição em 2004 para o Taipei 101, localizado na capital de Taiwan, com altura total de 508 metros, que permaneceu com o troféu até 2010, passando a vez para *Burj Khalifa*, construído em Dubai, com 828 metros de altura, que permanece com o título de edifício mais alto do mundo até hoje.

## 2.1 DEFINIÇÃO DE EDIFÍCIO ALTO

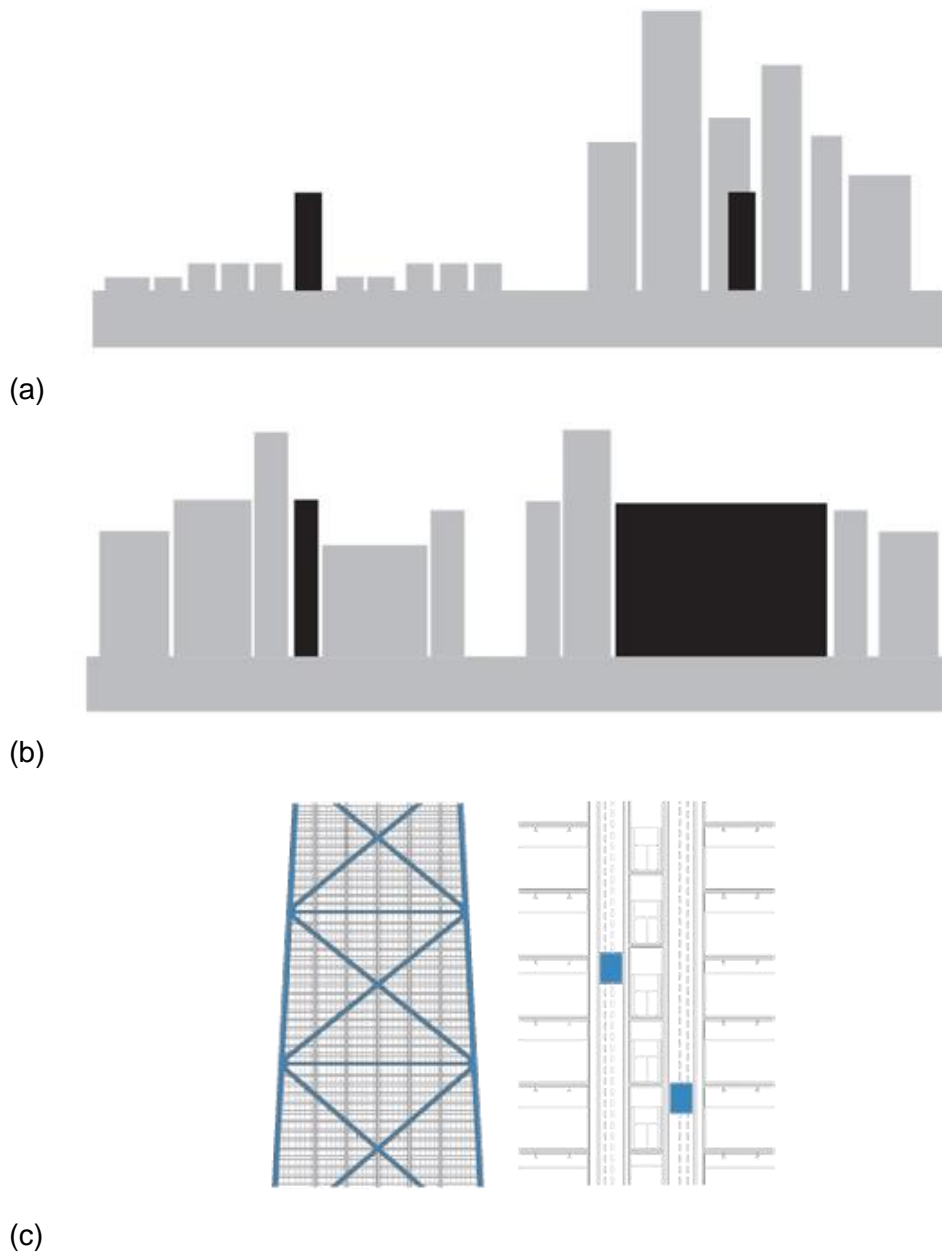
Não existe uma definição absoluta que classifique um edifício como alto. Isso porque a altura é uma grandeza relativa, o que faz com que um simples edifício de 5 andares possa ser visto como alto em relação à uma vizinhança constituída de casas térreas. Esta definição, baseada na altura relativa das construções no entorno de um edifício, é a mais utilizada por autores.

O Conselho sobre Edifícios Altos e Habitat Urbano (CTBUH) apresenta definições baseadas em três principais parâmetros: altura em relação à vizinhança, proporção do edifício e tecnologias relevantes na sua construção, como mostra a Figura 1.

Considerando a altura relativa, o conselho afirma que um edifício de 14 andares pode não ser considerado alto em metrópoles como Chicago ou Hong Kong, mas em províncias europeias poderia ser distinguido como alto. No critério proporção, afirma que não somente a altura deve ser levada em consideração, mas também a proporção entre altura, comprimento e largura do edifício, podendo um edifício com grande largura ser considerado alto. Por último, o critério se baseia na utilização de tecnologias específicas

necessárias para a construção de um edifício, como tecnologias específicas para sistema de elevadores, e contraventamento para resistir à ação lateral.

**Figura 1 - Altura relativa entre edifícios. a) altura relativa; b) proporção; c) tecnologia.**



Fonte: CBTUH (2018)

Além disso, o conselho CTBUH classificou um edifício em outras duas categorias: superaltos, para edifícios acima de 300 metros de altura, e mega-altos, sendo os edifícios acima de 600 metros de altura.

Já Taranath (2010) afirmou que um edifício não pode ser considerado como alto a partir de termos relacionados com a altura ou número de andares. Para ele, a definição mais

adequada, do ponto de vista estrutural, seria considerar como alto um edifício quando seu projeto passa a ser significativamente influenciado pelas ações laterais, principalmente pelo deslocamento entre os pavimentos causado por tais ações.

Atender aos critérios de conforto, limitando o deslocamento e as acelerações, torna-se um fator decisivo no projeto de um edifício alto, visto que as ações laterais aumentam consideravelmente à medida que a altura do edifício aumenta,

Sendo assim, neste trabalho, uma definição cabível é considerar um edifício acima de 150 metros de altura como alto, pois, além do fator “altura” estar bem representado, os esforços decorrentes da ação do vento tomam grandes proporções, sendo necessário analisar e desenvolver um projeto adequado para conter os esforços laterais na edificação.

## **2.2 HISTÓRICO**

A seguir, nesta revisão bibliográfica, será apresentado um breve histórico sobre a construção de edifícios altos de concreto, os sistemas construtivos utilizados e aspectos para projeto, baseados na literatura apresentada por Taranath (2010).

Desde a antiguidade, o homem aspirava construir estruturas cada vez mais altas. A Torre de Babel, as pirâmides do Egito, o Colosso de Rodas, os templos Maias no México, são alguns exemplos que mostram que o orgulho e a satisfação pessoal seriam as principais motivações para a construção de estruturas desse porte.

Essas e outras grandes construções antigas foram construídas para servirem como monumentos e raramente foram utilizadas como forma de habitação para o homem. Isso aconteceu visto que as construções eram realizadas com dois materiais básicos: alvenaria e madeira. Sendo assim, a grande limitação proporcionada pelo uso desses materiais, visto que a madeira não possuía resistência mecânica e nem resistência ao fogo suficientes para grandes estruturas. Por outro lado, a alvenaria de pedra possuía grande resistência, porém era muito pesada, fazendo com que a quantidade necessária de material para suportar o peso da estrutura fosse tão grande que o espaço útil que restava dentro da estrutura era muito pequeno.

Com o passar dos anos, fatores sociais e econômicos, como o crescimento populacional e o aumento do valor da terra começaram a influenciar na decisão do tamanho do edifício, mas o ego e a competição mantiveram papel importante na motivação dessas construções.

Em 1891 a alvenaria atingiu seu auge com a construção do edifício de 17 andares, com 64 metros de altura, *Monadnock Building*, em Chicago, mostrado na Figura 2. O impressionante e histórico edifício possui, no piso térreo, paredes com espessura de 2,13 metros, representando cerca de 15% da área do pavimento. Suas pesadas paredes são capazes de resistir totalmente os esforços providos da ação do vento e do peso próprio da estrutura.

**Figura 2 - Edifício *Monadnock*, Chicago.**



Fonte: Taranath (2010).

Contudo, tornar a estrutura mais leve era um passo essencial para o projeto de um edifício alto. William LeBaron Jenney teve um papel importante nesse grande passo da engenharia de edifícios altos, ao perceber que um edifício poderia ser construído usando aço em vez da alvenaria pesada até então utilizada para suportar o peso dos andares superiores. Assim, ficou conhecido como o criador do edifício moderno com a construção do *Home Insurance Building* em Chicago, utilizando aço estrutural.

Esta técnica foi rapidamente difundida, e, juntamente com o desenvolvimento do elevador, reduziram as limitações de altura anteriormente existentes nos projetos de edifícios altos. Assim, o desenvolvimento econômico e o desejo das empresas estamparem seus nomes em arranha-céus levaram a uma disputa entre Chicago e Nova York por prédios

cada vez mais altos, deixando grandes marcas em Nova York, como o edifício *Woolworth* (292 m), *Wall Tower Building* (290 m), *Cities Service Building* (283 m), *Chrysler Building* (319 m), e o *Empire State Building*, que se tornou, em 1931, o edifício mais alto do mundo, com 381 metros de altura, mostrado na Figura 3.

**Figura 3 – (a) *Empire State Building*, (b) *John Hancock Center***



Fonte: thousandwonders.net

Uma pausa na disputa ocorreu em decorrência da crise de 1929, que fez com que edifícios, como o *Empire State Building*, ficassem com seus escritórios vazios. Porém, em 1940, no despertar da Segunda Guerra Mundial, com o rápido aumento da população e da produção, a demanda por espaço trouxe de volta a necessidade de aproveitamento do solo e acelerou a corrida em busca do edifício mais alto, com destaque para a construção de edifícios como o *John Hancock Center*, em 1968, na cidade de Chicago, com 344 metros, mostrado na Figura 3, o já não existente *World Trade Center*, que se tornou na época o edifício mais alto do mundo, com 412 metros de altura na cidade de Nova York, e que posteriormente perdeu o título, em 1974, para o edifício *Sears Tower*, em Chicago, com seus 442 metros de altura, que podem ser vistos na Figura 4.



Figura 4 - (a) *Sears Tower*, (b) *World Trade Center*



Fonte: Taranath (2010).

Com a era digital, os programas computacionais, e toda essa bagagem de conhecimento, os edifícios altos e arranha-céus atualmente possuem arquitetura e forma diversa, não limitada à forma prismática utilizada anteriormente. As liberdades e ousadias na arquitetura hoje são possíveis com a utilização de novos sistemas estruturais aplicados para estruturas altas, provindos da habilidade e confiança do engenheiro na análise, métodos e soluções construtivas.

O ego e o prestígio parecem ser as principais motivações para a construção de estruturas cada vez mais altas. As tecnologias atuais permitiram a construção do então mais alto do mundo, *Burj Khalifa*, em Dubai, com 828 metros de altura, porém é certo que a disputa pelo título de edifício mais alto do mundo continua. (TARANATH, 2010).

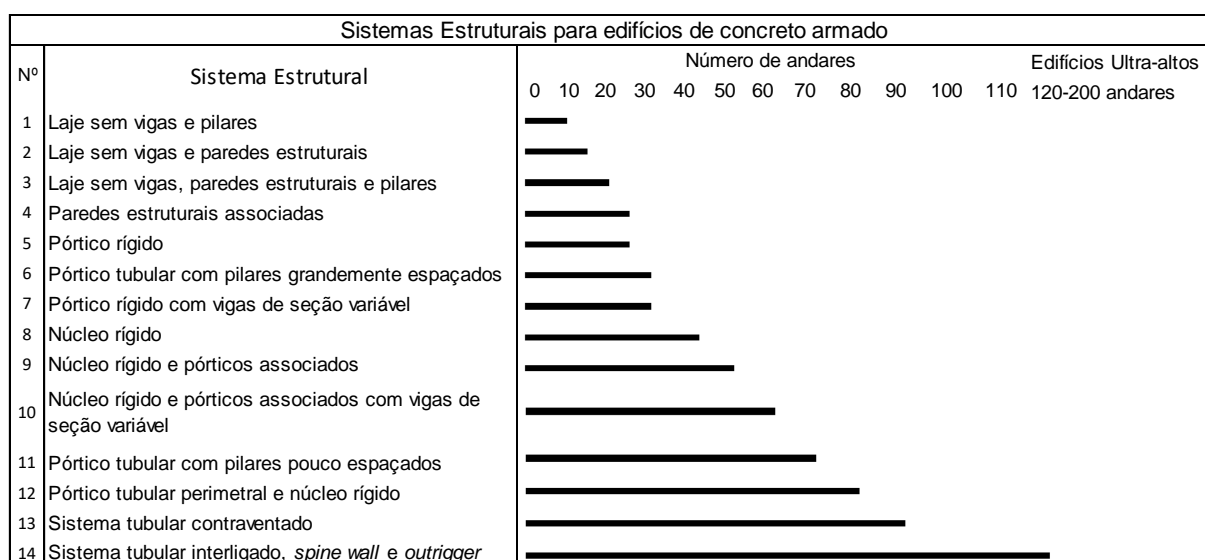
## 2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS ALTOS

O projeto de edifícios altos requer a utilização de sistemas estruturais adequados que dependem da altura do edifício. Dessa forma, a escolha de um sistema estrutural está diretamente ligada aos critérios econômicos que tornam o sistema viável ou não, para determinada altura. Estes critérios muitas vezes são imprecisos, porém, fornecem grande conhecimento sobre os diferentes sistemas estruturais, indispensável para uma solução de sucesso em um projeto de edifício alto.

Diferentemente dos projetos convencionais, um projeto de edifício alto nunca será igual a outro, e o mesmo projeto pode apresentar diferentes soluções. Essa variedade torna-se um desafio para o engenheiro. Além disso, projetos ousados de arquitetos, bem como o cenário atual de negócios obrigam o engenheiro a buscar soluções eficientes com maior rentabilidade possível. Isso o faz considerar diferentes alternativas aplicando o conhecimento já existente sobre os sistemas estruturais em novos conceitos.

Com isso, Taranath (2010) apresenta uma relação entre os sistemas estruturais mais utilizados na concepção de um edifício alto e o número máximo de pavimentos que tornam o sistema viável economicamente, mostrada na Figura 5.

**Figura 5 - Categoria de sistemas estruturais**



Fonte: traduzida de Taranath (2010).

Nos itens a seguir, será dada uma breve explicação sobre tais sistemas estruturais e seu comportamento em edifícios altos.

### **2.3.1 LAJE SEM VIGAS**

A ABNT NBR 6118 (2014) define lajes lisas como lajes diretamente apoiadas em pilares, sem o uso de capitéis, e lajes-cogumelo como lajes apoiadas em pilares com capitéis. Esse sistema, também é conhecido como laje sem vigas, considera uma ligação rígida entre o pilar e a laje, fazendo com que a laje se comporte como uma viga resistindo às ações horizontais.

A grande força cortante existente na ligação da laje com a viga provoca tensões de cisalhamento que podem causar o colapso da laje, caracterizado pelo fenômeno da punção. CARVALHO (2013) afirma que essas tensões podem ser amenizadas com o uso de capitéis ou *drop panels*, que consistem no engrossamento da seção na região do encontro entre a viga e o pilar. A ruptura por punção é abrupta, sendo necessário o reforço da armadura na região da ligação para evitar a perda de rigidez lateral do sistema, que pode prejudicar a estabilidade do edifício.

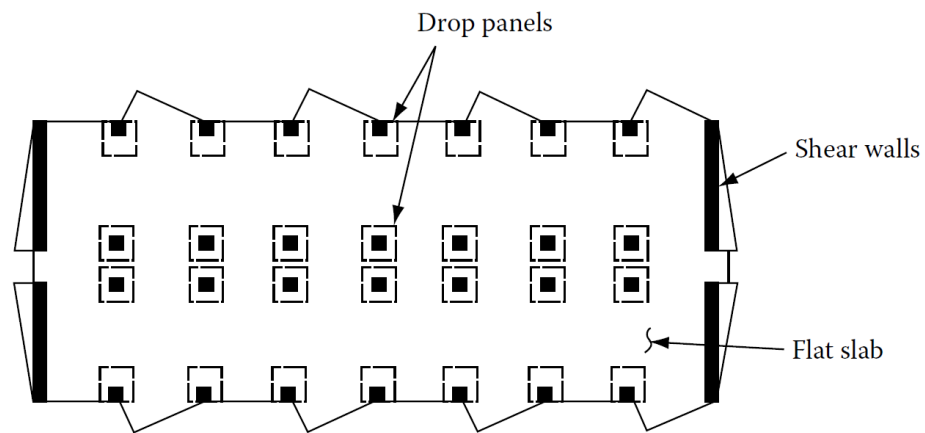
As ações laterais são a maior preocupação nesse sistema estrutural. Taranath (2010) afirma que os requisitos mínimos de deslocamento lateral fazem com que se torne economicamente inviável a construção de edifícios acima de 10 pavimentos utilizando o sistema de laje sem vigas. Ademais, em determinados regiões com alto risco de terremotos, a norma americana ACI 318 (2014) proíbe a utilização de tal sistema estrutural em função da sua baixa rigidez para suportar as ações laterais.

### **2.3.2 LAJE SEM VIGAS E PAREDES ESTRUTURAIS**

Este modelo estrutural, demonstrado na Figura 6, consiste na utilização do sistema de laje sem vigas juntamente com paredes estruturais, que fornecem maior rigidez no conjunto, aumentando a estabilidade da estrutura.

Porém, assim como no modelo de laje sem vigas, a norma americana ACI 318 (2014) não recomenda o uso desse sistema, limitando a largura efetiva da laje que pode ser considerada como uma viga para fins de análise da estrutura, o que torna inviável a utilização do sistema em regiões com alto risco de abalos sísmicos.

**Figura 6 - Modelo de laje sem vigas e paredes estruturais**



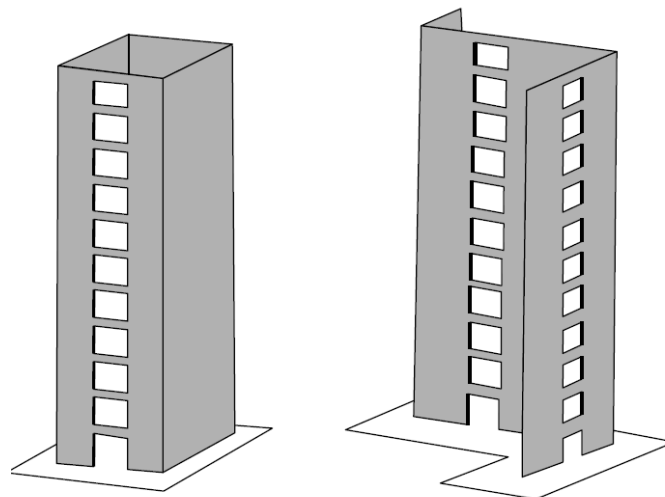
Fonte: Taranath (2010).

### **2.3.3 NÚCLEO RÍGIDO (PAREDES ESTRUTURAIS ASSOCIADAS)**

Os pilares-parede (ou paredes estruturais) interconectados formam um núcleo que força o sistema a trabalhar como um único elemento, cuja rigidez torna-se maior se comparada à rigidez de cada elemento separadamente.

As paredes resistem aos esforços atuantes apenas na direção do seu plano, sendo necessária a colocação de paredes estruturais em direções ortogonais para resistir às ações laterais, como mostrado na Figura 7. Dessa forma, este sistema torna-se economicamente viável para edifícios com até 40 pavimentos (TARANATH, 2010).

**Figura 7 - Paredes estruturais associadas**



Fonte: Taranath (2010).

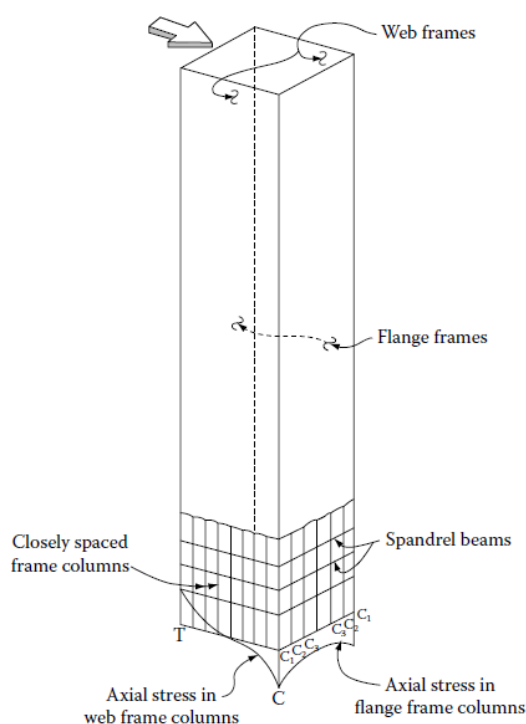
### 2.3.4 PÓRTICO TUBULAR

O sistema de pórtico tubular é um sistema de pórticos posicionados ao longo do perímetro do edifício, formando uma espécie de tubo, com pequeno espaçamento entre pilares, de 2 a 4 metros, conectados por vigas. Neste sistema, os deslocamentos laterais geralmente são elevados dependendo da geometria do tubo, fazendo necessário o uso de elementos com rigidez lateral complementar para satisfazer as condições mínimas de deslocamento lateral (TARANATH, 2010).

Seu comportamento baseia-se no pressuposto de que os pilares interiores resistem apenas às cargas verticais, e todas as ações laterais são distribuídas pelas lajes para os pilares perimetrais, que formam o tubo, de acordo com a rigidez de cada elemento (SILVA, 2010).

Entretanto, segundo Taranath (2010) esse comportamento torna-se complexo, pois, diferente de um tubo perfeito, ou seja, sem aberturas, o pórtico tubular está sujeito ao efeito *shear lag*, que modifica a distribuição da tensão normal nos pilares. Isso faz com que a tensão normal nos pilares das extremidades seja maior que nos pilares do meio. Isso ocorre visto que os pilares estão conectados por vigas, fazendo com que a deformação no pilar da extremidade (C) não seja idêntica à deformação do pilar adjacente (C1), por conta da rigidez da viga que os ligam, como mostra a Figura 8.

**Figura 8 - Efeito *shear-lag* no pórtico tubular**



Fonte: Taranath (2010).

Essa diferença na distribuição das tensões decorrente do efeito *shear lag* reduz o potencial de rigidez do sistema quando comparado a um tubo ideal, pois os pilares intermediários contribuem para a estrutura menos do que poderiam (HALLEBRAND e JAKOBSSON, 2016).

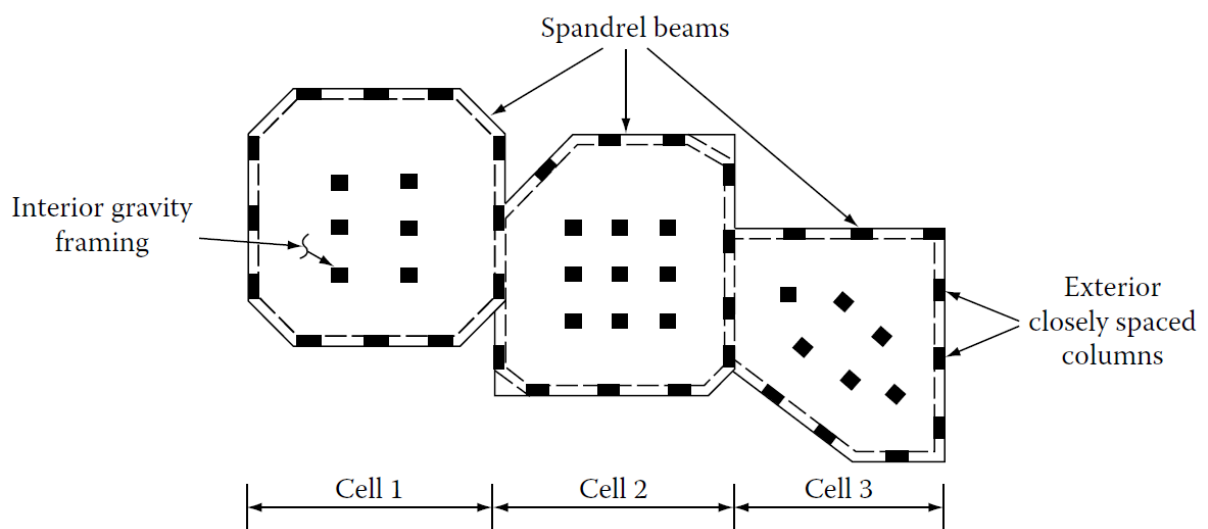
Resumindo, pode-se considerar um sistema de pórtico tubular como um sistema tridimensional que permite que todo o perímetro do edifício resista às ações laterais. Apesar de seu comportamento complexo, o sistema possui grande eficiência que permite sua utilização em edifícios de até 70 pavimentos.

O sistema tubular possui variações, como o tubo contraventado (*braced tube*), que permite maior espaçamento entre pilares com a inserção de elementos de contraventamento no exterior do edifício. Outra variação existente é chamada de *bundled tube*, que consiste na associação de um ou mais tubos que formam um único tubo com várias células interligadas, diminuindo o efeito *shear lag*.

### 2.3.5 SISTEMA TUBULAR INTERLIGADO (BUNDLED TUBE)

O sistema tubular interligado, do inglês *bundled tube*, refere-se a um conjunto de módulos tubulares interligados formando um grande e único tubo, como exemplificado na Figura 9. É utilizado com a finalidade de diminuir o efeito *shear lag*.

**Figura 9 - Planta esquemática de sistema tubular interligado**



Fonte: Taranath (2010).

Esse sistema permite maior diversidade na arquitetura do edifício já que cada módulo pode terminar em uma determinada altura sem comprometer a integridade da estrutura do edifício. Também permite menores espaçamentos entre os pilares, e vigas de menor tamanho, quando comparados ao sistema com um único módulo tubular, possibilitando maiores aberturas para janelas.

Com a inserção de pórticos no interior, ao longo da largura do edifício, o efeito *shear lag* é reduzido. Isso ocorre, pois, a laje do pavimento faz com que os pórticos interiores deformem juntamente com os exteriores, quando submetidos às ações laterais. Assim, as tensões nos pilares são melhores distribuídas, aumentando o potencial de rigidez do elemento (TARANATH, 2010).

### **2.3.6 SISTEMA TUBULAR CONTRAVENTADO**

Para eliminar o efeito *shear lag* na estrutura tubular, este sistema consiste na adição de contraventamentos nas faces do tubo, tornando-o o mais eficiente sistema tubular aporticado. Aplicando esta técnica, consegue-se um aumento no espaçamento entre pilares e maior redução do tamanho das vigas.

### **2.3.7 PÓRTICO RÍGIDO**

O sistema de pórtico rígido é o sistema mais utilizado no Brasil em projetos de edifícios. Consiste na ligação contínua entre vigas e pilares que resistem às ações laterais provocando esforços de flexão na viga e nos pilares e rotação nas ligações.

Uma estrutura usual de pórtico rígido em edifícios altos consiste em um arranjo ortogonal de vigas e pilares com ligações resistentes ao momento. A continuidade obtida no pórtico rígido aumenta a resistência do sistema às cargas verticais reduzindo o momento positivo nas vigas. Além disso, o sistema permite um arranjo retangular e sem paredes estruturais, permitindo maior liberdade no layout em seu interior, e facilidade no posicionamento das esquadrias externamente (TARANATH, 2010).

Entretanto, os pórticos no interior, em geral, tornam-se ineficientes em decorrência da limitação imposta pela locação dos pilares, e pela altura de pé-direito a ser garantida, o que limita a altura das vigas.

Para Taranath (2010), este sistema é viável economicamente para edifícios de até 25 pavimentos, pois, para alturas maiores, o custo para resistir às ações e controlar os deslocamentos laterais tomam grandes proporções. Dessa forma, é comum utilizar o

sistema de pórticos rígidos combinados com paredes estruturais, que proporcionam maior rigidez ao sistema, aumentando seu potencial para até 50 pavimentos.

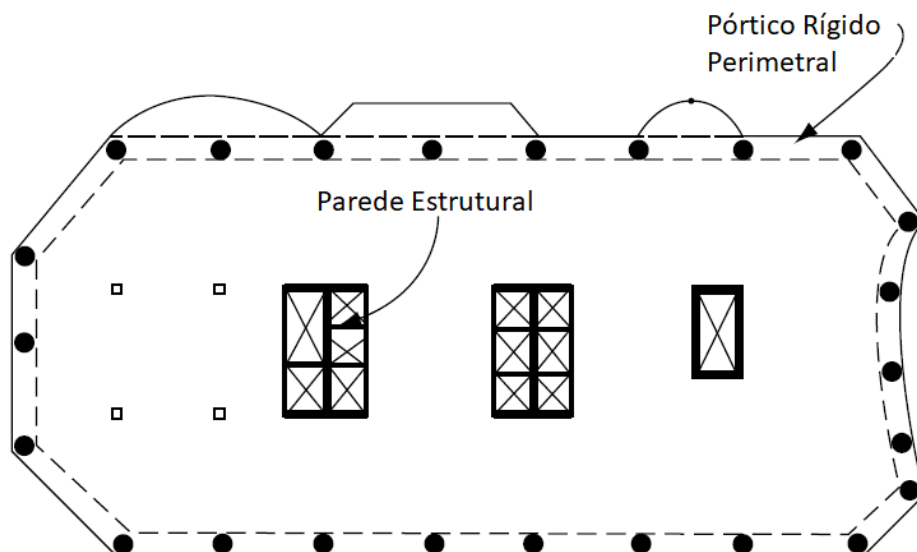
### 2.3.8 PÓRTICO RÍGIDO COM PAREDES ESTRUTURAIS

A combinação entre pórticos rígidos e paredes estruturais proporciona maior rigidez ao sistema, aumentando sua resistência às ações horizontais. As paredes estruturais geralmente são núcleos rígidos colocados no entorno dos elevadores e das escadas, enquanto que no perímetro do edifício, atuam pórticos com vigas de grande altura.

Esta interação permite a redução do deslocamento lateral do edifício, cuja contribuição depende da intensidade da interação, dada pela rigidez relativa entre as paredes e os pórticos, e a altura do edifício. Ou seja, quanto mais alta é a estrutura e maior a rigidez dos pórticos, melhor é a interação (TARANATH, 2010).

Este sistema combinado é o mais utilizado em edifícios de altura mediana e de grandes alturas, sendo aplicado em edifícios de até 50 andares ou mais, dependendo dos elementos considerados. O sistema também pode ser composto de vigas de grande altura e pilares pouco espaçados entre si no perímetro do edifício, possibilitando maior liberdade arquitetônica no interior do edifício, com a redução da altura das vigas internas, como esquematizado na Figura 10.

**Figura 10 - Interação entre paredes estruturais e pórtico rígido ao redor do perímetro**



Fonte: Taranath (2010).



## **2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Os diversos sistemas estruturais auxiliam o engenheiro a desenvolver o projeto de um edifício alto. A escolha do sistema mais adequado depende de variáveis econômicas e de projeto, que devem ser definidas por um engenheiro. O estudo dos sistemas estruturais mais usados atualmente possibilita maior entendimento do cenário atual mundial de construção de edifícios altos. Além dos sistemas estruturais, a ação do vento interfere diretamente no projeto de um edifício alto. No Capítulo 3 será abordada a resposta dinâmica de edifícios altos às ações do vento.

# 3 AÇÃO DINÂMICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

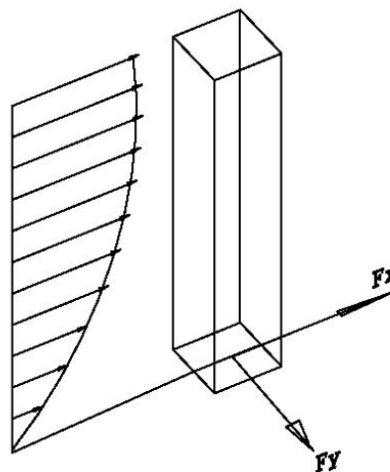
Blessmann (1995) define vento como o movimento do ar sobre a superfície terrestre causadas pelas diferenças na pressão atmosférica, causando forças que deslocam o ar da zona de maior pressão para a de menor pressão.

Ao atingir um obstáculo, as partículas de ar são agitadas, e a velocidade do vento é reduzida. Este fenômeno, denominado turbulência, faz com que a velocidade do vento na superfície seja bem menor que sua velocidade em alturas elevadas, onde não há a presença de obstáculos. Sendo assim, torna-se extremamente necessária a análise dos efeitos do vento em edifícios de grande altura.

Os efeitos dinâmicos dos carregamentos produzidos pela ação do vento geram uma resposta significativa em edifícios de grande altura, diferentemente de edifícios baixos e rígidos, em que a resposta dinâmica é pequena e o projeto se baseia nas equivalentes estáticas do carregamento do vento.

Em edifícios altos, as rajadas de vento provocam respostas tanto transversais ( $F_y$ ) quanto longitudinais ( $F_x$ ), como mostrado na Figura 11.

**Figura 11 - Resposta longitudinal ( $F_x$ ) e transversal ( $F_y$ )**



Fonte: Trein (2005)

A resposta de uma estrutura frente às ações de vento se dá pela previsão da ocorrência de várias velocidades médias e suas direções, constituindo um problema climatológico, ou a partir de uma situação aerodinâmica específica, retornando valores da máxima resposta dinâmica da estrutura, constituindo um problema aerodinâmico ou aerolástico.

Segundo o Conselho de Edifícios Altos e Habitat Urbano (CTBUH, 1978), para analisar as respostas transversais e longitudinais separadamente, é necessário afirmar que tais respostas não se correlacionam.

A resposta aerodinâmica se dá quase que na sua totalidade a partir da ação da componente longitudinal da turbulência (componente flutuante) do vento combinada à ação da sua velocidade média (resposta média).

### **3.1 RESPOSTA LONGITUDINAL**

Um fator determinante na consideração dos carregamentos decorrentes da ação do vento é a frequência natural da edificação. Quando a frequência natural atinge valores inferiores a 1 Hz, a resposta flutuante na direção do vento é bastante considerável.

A grande maioria dos códigos normativos existentes considera o efeito dinâmico em um edifício alto a partir de procedimentos baseados no fator de rajada. Este conceito foi definido inicialmente por Davenport (1967), e o modelo foi posteriormente aprimorado por Vellozi e Cohen (1967), Vickery (1970), Simiu e Scanlan (1996), e Solari (1993a; 1993b).

A partir daí, normas estrangeiras, bem como a brasileira, adotaram variações destes modelos em seus procedimentos para o cálculo da resposta dinâmica em edifícios altos. Apesar disso, estudos anteriores feitos por Lee e Ng (1988) e Jesien et al. (1993)] apresentaram diferenças na definição dos parâmetros para o cálculo da ação do vento entre diferentes normas estrangeiras, resultando em valores distintos de resposta dinâmica baseada no fator de rajada. Mais recentemente, Kijewski e Kareem (1998) comparou diferentes normas estrangeiras com resultados obtidos em ensaio de túnel de vento para a resposta dinâmica longitudinal, transversal, e torcional.

Outro estudo comparativo foi feito por Zhou et al. (2002) que analisou as diferenças na resposta dinâmica longitudinal ao vento entre as normas americana ASCE 7-98, australiana AS1170.2-89, canadense NBC-1995, japonesa RLB-AIJ-1993 e europeia

Eurocode-1993, obtendo valores até 47% diferentes de momento fletor na base entre os códigos. Posteriormente, Kwon e Kareem (2013) ampliou o estudo de Zhou et al. (2002) comparando versões mais recentes das mesmas normas com as normas indiana IWC-2002, chinesa CNS-2012 e a norma ISO 4354-2009, considerando também a resposta dinâmica transversal ao vento, além da longitudinal.

### 3.1.1 FATOR DE RAJADA

A grande maioria das normas estrangeiras baseia a resposta dinâmica longitudinal de um edifício alto à ação do vento no fator de rajada (*gust loading factor* - *GLF*). Seguindo essa concepção, é possível determinar a ação estática equivalente do vento, dada pela Equação (1):

$$\hat{P}^T(z) = G^\tau * \overline{P^\tau}(z) \quad (1)$$

em que  $\hat{P}^T(z)$  é a ação estática equivalente máxima do vento na altura  $z$  durante o tempo de observação  $T$ , usualmente de 1 h ou 10 min;  $\tau$  é o intervalo de tempo utilizado na determinação da velocidade média do vento; e  $\overline{P^\tau}$  é a força do vento para o tempo  $\tau$ , dada pela Equação (2)

$$\overline{P^\tau}(z) = q(z) * C_d * B \quad (2)$$

em que  $C_d$  é o coeficiente de arrasto;  $B$  é a largura do edifício normal à ação do vento;  $q(z) = 1/2\rho\bar{V}(z)^2$  é a pressão de obstrução do vento, sendo  $\rho$  a densidade do ar e  $\bar{V}(z)$  a velocidade média do vento a uma altura  $z$  do solo. O fator de rajada  $G^\tau$  é dado pela Equação (3):

$$G^\tau = GLF^\tau / G_q^\tau(T) \quad (3)$$

em que  $G_Y^\tau$  é o fator de rajada referente ao deslocamento e  $G_q^\tau$  é o fator de rajada referente à pressão de obstrução do vento. Para o deslocamento, o fator de rajada leva em consideração a relação entre o campo aleatório da ação do vento, a interação entre o vento e a estrutura, e a amplificação dinâmica causada pela estrutura. Pode ser calculado de acordo com a Equação (4), seguindo a abordagem utilizada por Davenport (1967).

$$GLF^\tau = \hat{X}^T(z) / \overline{X^T}(z) \quad (4)$$

em que  $\hat{X}^T$  e  $\bar{X}^T$  são os valores da resposta de pico e da resposta média, respectivamente, causadas pelo deslocamento referente ao vento induzido.  $\hat{X}^T$  pode ser calculado pela Equação (5):

$$\hat{X}^T = g * \sigma_x \quad (5)$$

em que  $\sigma_x$  é o desvio padrão do deslocamento  $x$ , e  $g$  é o fator de pico da resposta, dado pela Equação (6):

$$g = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \ln(vT)}} \quad (6)$$

sendo  $\nu$  a frequência representativa da faixa de frequências na qual está concentrada a maior energia do espectro. Para sistemas de baixo amortecimento, o valor aproxima-se ao da frequência natural de interesse.

O desvio padrão  $\sigma_x$  é a raiz quadrada da variância  $\sigma_x^2$ , que é a área sob o gráfico da função de densidade espectral de resposta. Esta área é convenientemente dividida em duas parcelas: quase-estática (**B**), calculada a partir da integral do espectro da própria força de vento, e ressonante (**R**), calculada a partir da magnitude do espectro de resposta na frequência de ressonância. Dessa forma, a Equação (4) pode ser reescrita da forma geral mostrada na Equação (7).

$$GLF = 1 + r * \sqrt{g_B^2 \cdot \mathbf{B} + g_R^2 \cdot \mathbf{R}} \quad (7)$$

em que  $g_B$  e  $g_R$  são fatores de pico para as respostas quase-estática e ressonante, respectivamente, calculados conforme mostra a Tabela 1;  $r$  é a variável de intensidade da turbulência, dada em função do perfil da intensidade de turbulência  $I_z$ . ASCE 7 (2010), AIJ (2004), AS/NZ 1170.2 (2011), CNS (2012), NRC (2012) e IWC (2012) adotam a forma da lei potencial no cálculo de  $I_z$ , conforme a Equação (8):

$$I_z = c \left( \frac{10}{z} \right)^d \quad (8)$$

em que  $c$  e  $d$  são parâmetros relacionados à categoria de rugosidade do terreno e  $z$  é a altura desejada, enquanto que EN 1991 (2005) adota a forma logarítmica, definida pela Equação (9):

$$I_z = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (9)$$

em que  $z_0$  é a medida de rugosidade. Os parâmetros  $c$ ,  $d$  e  $z_0$  estão apresentados na Tabela 2, para cada norma e classe de rugosidade do terreno. O procedimento completo do de cálculo do fator de rajada GLF é demonstrado em Zhou et al. (2002).

**Tabela 1 - Comparação entre fatores de pico e parâmetros entre normas**

	$g_R$	$g_B$	$g_v$	$G_q$	$T(s)$	$\nu$
ASCE 7 (2010)	$\sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \ln(vT)}}$	3,4	3,4	$1 + g_v r$	3600	$f_0$
AS/NZ 1170.2 (2011)	$\sqrt{2 \ln(vT)}$	3,7	3,7	$1 + g_v r$	600	$f_0$
NRC (2012)	$\sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \ln(vT)}}$	$g_R$	-	1	3600	$f_0 C$
AIJ (2004)	$\sqrt{2 \ln(vT)} + 1,2$	$g_R$	-	1	600	$f_0 C$
EN 1991 (2005)	$\sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(vT)}}$	$g_R$	3,5	$1 + g_v r$	600	$f_0 C$
CNS (2012)	2,5	2,5	-	1	600	$f_0$
IWC (2012)	$\sqrt{2 \ln(vT)}$	3,5	3,5	$1 + g_v r$	3600	$f_0$

Fonte: atualizada de Kwon e Kareem (2013).

**Tabela 2 - Parâmetros do perfil da intensidade de turbulência**

	ASCE 7 (2010)		AS/NZ 1170.2 (2011)		NRC (2012)		AIJ (2004)		CNS (2012)		EN 1991 (2005)
	c	d	c	d	c	d	c	d	c	d	$z_0$
C5	---	---	0,45	0,30	---	---	0,53	0,40	---	---	1,000
C4	0,45	0,167	---	---	0,51	0,36	0,36	0,32	0,39	0,30	0,300
C3	0,30	0,167	0,32	0,30	0,27	0,25	0,26	0,25	0,23	0,22	0,050
C2	0,20	0,167	0,26	0,30	0,16	0,14	0,20	0,20	0,14	0,15	0,010
C1	0,15	0,167	0,19	0,30	---	---	0,16	0,15	0,12	0,12	0,003

Fonte: atualizada de Kwon e Kareem (2013).

O fator de resposta quase-estática (**B**) para as normas estrangeiras é definido com base na escala do comprimento de turbulência ( $L_H$ ), dada pela Equação (10).

$$L_H = \ell \left( \frac{H}{10} \right)^\varepsilon \quad (10)$$

em que H é a altura desejada,  $\ell$  e  $\varepsilon$  são apresentados na Tabela 3, para cada norma e categoria de rugosidade do terreno. Nota-se que as normas AS/NZ 1170.2 (2011), AIJ (2004), e IWC (2012) possuem parâmetros constantes para todas as categorias de rugosidade do terreno. CNS (2012) e NRC (2012) possuem um valor único, que independe do valor da altura H, e é considerado diretamente no cálculo de **B**.

**Tabela 3 - Parâmetros da escala do comprimento de turbulência**

	ASCE 7 (2010)		AS/NZ 1170.2 (2011)		AIJ (2004)		EN 1991 (2005)		IWC (2012)	
	$\ell$ (m)	$\varepsilon$	$\ell$ (m)	$\varepsilon$	$\ell$ (m)	$\varepsilon$	$\ell$ (m)	$\varepsilon$	$\ell$ (m)	$\varepsilon$
C5	---	---					40	0,67		
C4	55	0,50					48	0,61		
C3	95	0,33	85	0,25	58	0,5	63	0,52	100	0,25
C2	152	0,20					80	0,44		
C1	198	0,13					96	0,38		

Fonte: do autor.

A Tabela 4 mostra a definição do fator de resposta quase-estática (**B**), que varia significativamente entre as normas estrangeiras. Na norma NRC (2012), o fator é obtido a partir de gráficos dependente das seleções feitas pelo usuário.

Tabela 4 - Fator de resposta quase-estática (B)

ASCE 7 (2010)	$\frac{1}{1 + 0,63 \left( \frac{B + H}{L_z} \right)^{0,63}}$	
AS/NZ 1170.2 (2011)	$\frac{1}{1 + \frac{\sqrt{36H^2 + 64B^2}}{L_H}}$	
NRC (2012)	$\frac{4}{3} \int_0^{914/H} \frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{xB}{122}} \cdot \frac{x}{(1 + x^2)^{\frac{4}{3}}} dx$	
AIJ (2004)	$\frac{4(0,49 - 0,14\alpha)^2}{\left\{ 1 + \frac{0,63 \left( \frac{\sqrt{BH}}{L_H} \right)^{0,56}}{(H/B)^k} \right\}^2}$	$k = \begin{cases} 0,07 & \text{se } h/b \geq 1 \\ 0,15 & \text{se } h/b < 1 \end{cases}$
EN 1991 (2005)	$\frac{1}{1 + 0,9 \left( \frac{B + H}{L_z} \right)^{0,63}}$	
CNS (2012)	---	
IWC (2012)	$\frac{1}{1 + \frac{\sqrt{36H^2 + 64B^2}}{2L_H}}$	

Fonte: atualizada de Kwon e Kareem (2013).

Já o fator de ressonância (**R**) é calculado em função do fator de redução (S), do fator de energia (E), e da razão do amortecimento ( $\zeta$ ), de acordo com a Equação (11). S e E são calculados conforme mostra a Tabela 5.

$$R = \frac{\pi SE}{4\zeta} \quad (11)$$



**Tabela 5 – Fator de redução (S) e de energia (E)**

	Fator de Redução (S)	$\eta$	E	N
ASCE 7 (2010)	$S = R_H R_B (0,53 + 0,47 R_D)^a$	$\frac{4,6 f_0}{V_z}$	$\frac{9,51 N}{(1 + 10,3 N)^{5/3}}$	$\frac{f_0 L_H}{V_z}$
AS/NZ 1170.2 (2011)	$\frac{1}{(1 + 3,5 \eta h)(1 + 4 \eta b)}$	$\frac{f_0 (1 + g_v I_z)}{V_z}$	$\frac{4 N}{(1 + 70,8 N^2)^{5/6}}$	$\frac{f_0 L_H (1 + g_v I_H)}{V_z}$
NRC (2012)	$\frac{\pi}{3} \left( \frac{1}{1 + 8/3 \eta h} \right) \left( \frac{1}{1 + 10 \eta b} \right)$	$\frac{f_0}{V_z}$	$\frac{N^2}{(1 + N^2)^{4/3}}$	$\frac{f_0 L_H}{V_z}$
AIJ (2004)	$\left( 0,57 - 0,35 \alpha + \frac{2 R_B \sqrt{0,053 - 0,042 \alpha}}{S_D} \right) S_D^b$	$\frac{4,6 f_0}{V_z}$	$\frac{4 N}{(1 + 71,8 N^2)^{5/6}}$	$\frac{f_0 L_H}{V_z}$
EN 1991 (2005)	$R_h R_b^a$	$\frac{f_0}{V_z}$	$\frac{6,8 N}{(1 + 10,2 N)^{5/3}}$	$\frac{f_0 L_H}{V_z}$
CNS (2012)	---	---	$\frac{N^2}{(1 + N^2)^{4/3}}$	$\frac{f_0 L_H}{V_z}$
IWC (2012)	$\frac{1}{(1 + 4 \eta h)(1 + 4 \eta b)}$	$\frac{f_0 (1 + g_v I_z)}{V_z}$	$\frac{4 N}{(1 + 70 N^2)^{5/6}}$	$\frac{f_0 L_H (1 + g_v I_H)}{V_z}$

$$^a R_H = 1/\eta H - 1/2(\eta H)^2(1 - e^{-2\eta H}); R_B = 1/\eta B - 1/2(\eta B)^2(1 - e^{-2\eta B}),$$

$$R_D = \frac{1}{3,348 \eta D} - \frac{1}{2(3,348 \eta D)^2} (1 - e^{-6,969 \eta D});$$

$$^b S_D = \frac{0,9}{[1 + 6 \eta^2 H^2]^{0,5} [1 + 3 \eta B]}, R_B = \frac{1}{1 + 20 B \eta}.$$

Fonte: do autor.

Nota-se que, no cálculo do GLF da Equação (7), o tempo de observação é igual ao tempo médio usado para a determinação da velocidade média do vento, implicando que a velocidade média e a resposta dinâmica à ação do vento possuem o mesmo tempo médio. Porém, em algumas normas, como ASCE 7 (2010) e AS/NZ 1170.2 (2011) e IWC (2012), o intervalo de tempo usado para a velocidade média do vento é menor que o tempo de observação. Para estes casos, é utilizado o fator de rajada da Equação (12) para converter a pressão média de obstrução do vento ( $q$ ) para um período de tempo apropriado.

$$G_q^\tau = \overline{q^\tau} / \overline{q}^\tau \quad (12)$$

A Tabela 1 mostra as expressões adotadas para o cálculo de  $G_q$  em cada código de norma. Quando  $\tau = T$ , o modelo dado na Equação (1) se reduz ao modelo geral do fator de rajada referente ao deslocamento (GLF). Por outro lado, quando usado um perfil de velocidade média com intervalo de tempo médio inferior, o valor de  $G$  pode se tornar

significativamente menor que o valor do fator de rajada (GLF). Por isso, é importante considerar resultados baseados em valores similares de intervalo de tempo médio para comparação entre códigos de normas.

### 3.1.2 PERFIL DA VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

Em geral, a distribuição da velocidade do vento ao longo da altura de um edifício é influenciada por variáveis como a topografia local, a categoria de exposição do terreno, e o intervalo de tempo médio.

O perfil da velocidade média do vento pode ser definido de duas diferentes formas: a logarítmica e pela lei de potência. AS/NZ 1170.2 (2011) e EN 1991 (2005) utilizam o perfil logarítmico, enquanto que as outras aqui estudadas baseiam seu perfil de velocidade média através da lei de potência. Sendo assim, o perfil da velocidade média do vento, de acordo com os códigos aqui analisados, pode ser obtido nos termos da lei de potência, de acordo com a Equação (13).

$$V(z) = V_0 * b * \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (13)$$

em que  $b$  e  $p$  são constantes que dependem da categoria de exposição do terreno. Pela lei logarítmica, a velocidade é dada conforme a Equação (14).

$$V(z) = V_0 * \frac{u^*}{0,4} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (14)$$

em que  $u^*$  é a velocidade de fricção e  $z_0$  é a medida da rugosidade.

Os valores dos coeficientes são mostrados na Tabela 7 para a lei potencial e na Tabela 8 para cada norma e categoria geral de exposição, que foi definida associando as categorias de cada norma, conforme mostra a Tabela 6.

**Tabela 6 - Comparação entre categorias de rugosidade do terreno**

Categoria geral de rugosidade	ASCE 7 (2010)	NRC (2012)	AIJ (2004)	CNS (2012)	IWC (2012)	AS/NZ 1170.2 (2011)	EN 1991 (2005)	ABNT NBR 6123 [1988]
C5		-	V	-	4	4	IV	V
C4	A <sup>a</sup>	C	IV	D	-	-	III	IV
C3	B	B	III	C	3	3	II	III
C2	C	A	II	B	2	2	I	II
C1	D	-	I	A	1	1	0	I

Fonte: do autor.

**Tabela 7 - Coeficientes p e b para cálculo da velocidade média do vento pela lei potencial**

	ASCE 7 (2010)		NRC (2012)		AIJ (2004)		CNS (2012)		IWC (2012)		ABNT NBR 6123 [1988]	
	3 s		1 h		10 min		10 min		3 s		10 min	
	b	p	b	p	b	p	b	p	b	p	b	p
C5					0,39	0,35			1,030	0,068	0,50	0,31
C4	0,66	0,20	0,43	0,36	0,58	0,27	0,52	0,30			0,71	0,23
C3	0,85	0,14	0,67	0,25	0,79	0,20	0,73	0,22	0,980	0,085	0,86	0,19
C2	<b>1,00</b>	0,11	<b>1,00</b>	0,14	<b>1,00</b>	0,15	<b>1,00</b>	0,15	<b>1,033</b>	0,077	<b>1,00</b>	0,15
C1	1,09	0,09			1,23	0,10	1,13	0,12	1,072	0,069	1,230	0,095

Fonte: adaptada de Zhou (2002).

**Tabela 8 - Coeficientes  $u^*$  e  $z_0$  para o cálculo da velocidade média do vento pela lei logarítmica**

	AS/NZ 1170.2 (2011)		EN 1991 (2005)	
	3 s		10 min	
	$u^*$	$z_0$	$u^*$	$z_0$
C5	0,086-0,102	2	0,09	1
C4	---	---	0,09	0,3
C3	0,075-0,083	0,2	0,08	0,05
C2	0,064-0,070	0,02	0,07	0,01
C1	0,055-0,061	0,002	0,06	0,003

Fonte: adaptada de Zhou (2002).

### **3.1.3 RESPOSTA TRANSVERSAL**

A complexidade do comportamento referente às respostas transversais se reflete na escassez de métodos analíticos generalizados para seu cálculo. Portanto, para determinação desses esforços de resposta, são utilizados ensaios em modelos aeroelásticos em túneis de vento.

Melbourne (1977) apresentou três principais razões para a dificuldade da criação de métodos teóricos de previsão de resposta transversal: excitação de esteira devido ao desprendimento de vórtices; turbulência do vento; e deslocamento lateral da estrutura. As características do escoamento, velocidade do vento e características geométricas e dinâmicas da estrutura poderiam ajudar a definir qual mecanismo dominante em cada situação (KWOK E MELBOURNE, 1980). Já para Riera (1981), a resposta transversal poderia ser obtida tratando as causas, tais como a componente lateral flutuante da velocidade do vento, desprendimento de vórtices e galope, separadamente.

## **3.2 RESPOSTAS DINÂMICAS SEGUNDO A ABNT NBR 6123 (1988)**

No Brasil, a consideração do efeito dinâmico do vento apresenta hipóteses de partida semelhantes às de Davenport (1967), porém, com procedimento de cálculo substancialmente diferente da grande maioria das normas estrangeiras, desenvolvido por Galindez (1979) e presente na norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988). Os trabalhos de Trein (2005), Sartori (2010), Vanin (2011), Algaba (2016) e Lavôr (2017) apresentam comparações do método da ABNT NBR 6123 (1988) com o método de Davenport (1967) e valores experimentais de ensaio de túnel de vento.

### **3.2.1 RESPOSTA LONGITUDINAL**

A norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988) apresentou um método para o cálculo da resposta longitudinal a partir da determinação da ação estática equivalente do vento. Possui três hipóteses fundamentais:

- As componentes flutuantes do vento (rajadas) são processos estacionários, com médias zero;
- Na determinação da resposta estrutural na direção da velocidade média do vento só é considerada a influência da componente flutuante nesta direção;

- A estrutura é discretizada em “n” partes. Em dado instante, a ação total do vento na direção da velocidade média, em cada parte da estrutura, é composta de duas parcelas: uma ação média e uma ação flutuante.

A norma brasileira utiliza uma velocidade de projeto  $V_p$  correspondente à média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de categoria II (campo aberto e plano, sem obstáculos consideráveis), dada pela Equação (15).

$$\bar{V}_p = 0,69 * V_0 * S_1 * S_3 \quad (15)$$

Em que:

- 0,69 é o fator de rajada, para transformar a velocidade média sobre 3 s ( $V_0$ ) para a velocidade média sobre 10 min, na categoria II, a 10 m de altura;
- $V_0$  é a velocidade básica, velocidade de uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno de categoria II, com um período médio de recorrência de 50 anos;
- $S_1$  é o fator topográfico, que considera a influência da topografia nas vizinhanças da construção;
- $S_3$  é o fator probabilístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da construção.

A norma apresentou dois modelos para o cálculo da resposta dinâmica na direção do vento: o modelo simplificado e o modelo discreto.

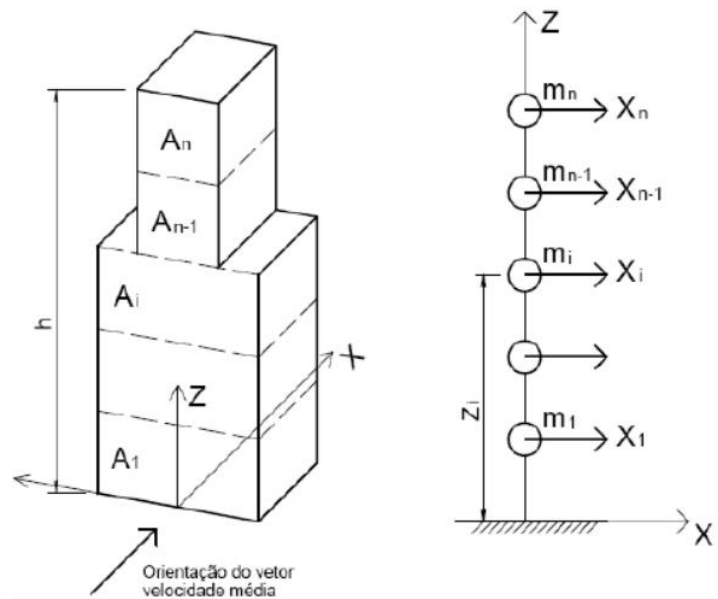
### **3.2.2 MODELO CONTÍNUO SIMPLIFICADO**

O modelo simplificado pode ser adotado quando a estrutura possuir altura inferior a 150 metros, estiver apoiada na base, e possuir distribuição de massa aproximadamente uniforme. A resposta dinâmica, neste caso, será dada unicamente a partir da contribuição do modo fundamental. Essa delimitação conduz a erros inferiores a 10%.

### **3.2.3 MODELO DISCRETO**

O modelo discreto pode ser aplicado em casos gerais, com edificações que apresentam propriedades variáveis com a altura, como mostra a Figura 12.

**Figura 12 - Esquema para modelo discreto**



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

A edificação pode ser representada de acordo com a Figura 4, considerando:

- $x_i$  – deslocamento correspondente à coordenada  $i$ ;
- $A_i$  – área de influência correspondente à coordenada  $i$ ;
- $m_i$  – massa discreta correspondente à coordenada  $i$ ;
- $C_{ai}$  – coeficiente de arrasto correspondente à coordenada  $i$ ;
- $z_i$  – altura do elemento  $i$  sobre o nível do terreno;
- $z_r$  – altura de referência = 10 m;
- $n$  – número de graus de liberdade ( $i = 1, 2, \dots, n$ ). No caso de estruturas verticais com um plano de simetria,  $n$  é também igual ao número de elementos em que for dividida a estrutura

Sendo assim, o cálculo da resposta longitudinal pelo modelo discreto considera que para cada modo de vibração  $j$ , com componentes  $x_i = (x_i)_j$ , ou seja, os deslocamentos correspondentes a cada coordenada  $i$  devido a cada um dos modos de vibração  $j$ , existe uma força total " $X_i$ " dada por (16):

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (16)$$

sendo, a força média " $\bar{X}_i$ " dada por (17):

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b^2 C_{ai} A_i \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (17)$$

em que:

- $\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2$  ( $\bar{q}_0$  em N/m<sup>2</sup>,  $\bar{V}_p$  em m/s)
- b, p – indicados na ABNT NBR 6123 (1988)

e a componente flutuante " $\hat{X}_i$ " dada por (18):

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i \quad (18)$$

sendo

- $F_H$  a força referente à parcela flutuante, calculada conforme a Equação (19), com coeficiente  $\beta$  dado na Equação (20);
- $\Psi_i$  a razão entre as massas apresentada na Equação (21);
- $x_i$  o deslocamento correspondente à coordenada i.

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad (19)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (20)$$

$$\psi_i = m_i / m_0 \quad (21)$$

Nas equações acima, temos que:

- $A_0$  é a área arbitrada de referência, tomada como o somatório das áreas  $A_i$ ;
- n é o número de coordenadas discretizadas;
- $\xi$  é o coeficiente de amplificação dinâmica, dado pela ABNT NBR 6123 (1988);
- Expoente p e parâmetro b dados pela ABNT NBR 6123 (1988).

### **3.2.4 RESPOSTA DINÂMICA TRANSVERSAL AO VENTO**

A ABNT NBR 6123 (1988) determinou que as flutuações aleatórias na velocidade instantânea do vento provocam vibrações na estrutura na direção perpendicular à direção do fluxo médio do vento. A resposta transversal ao vento pode ser calculada considerando a resultante  $Y_i$  na direção perpendicular à direção do vento, obtida por meio da Equação (22).

$$Y_i = \frac{1}{3} X_i \quad (22)$$

### **3.2.5 ACELERAÇÕES MÁXIMAS PARA VERIFICAÇÃO DE CONFORTO**

A amplitude máxima da aceleração em um nível  $z$  pode ser calculada conforme a Equação (23), considerando  $u_j$  como o deslocamento no nível  $z$  devido à resposta flutuante no modo  $j$ .

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (23)$$

É recomendado que a amplitude máxima não ultrapasse 0,1 m/s<sup>2</sup>. Considera-se um intervalo de recorrência de 10 anos, ou seja, é admissível considerar que a amplitude máxima da aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

## **3.3 ENSAIO EM TÚNEL DE VENTO**

As simulações em túnel de vento tornam-se imprescindíveis para representar situações reais de entorno de um edifício alto, resultando em um estudo refinado da ação do vento. Isso porque, na maioria das vezes, a forma do edifício foge de qualquer regularidade das situações padrão utilizadas pelas normas no estudo da ação do vento. Taranath (2010) determina que, usualmente, edifícios com mais de 40 andares já necessitam de análises mais complexas fornecidas por ensaios em túnel de vento. A ABNT NBR 6123 (1988) determina que os resultados obtidos em túnel de vento podem substituir os valores sugeridos por seus métodos analíticos, e que são necessários estudos especiais da ação do vento para edifícios com forma, dimensões ou localização fora do comum.

O custo da estrutura a ser construída, a probabilidade de problemas com os efeitos do vento e a complexidade da edificação são as principais justificativas para o uso do ensaio



em túnel de vento. Taranath (2010) apresenta os principais critérios utilizados para a adoção do ensaio, além de determinar os carregamentos laterais, a resposta do edifício frente aos esforços impostos pelo vento e melhor configuração da forma. São eles:

- Perfil da camada limite e turbulência;
- Intensidade e duração de ventos extremos;
- Influência da vizinhança e do edifício proposto;
- Arrasto, desprendimento de vórtices, e separação o da camada limite na envoltória do edifício;
- Resposta dinâmica da edificação;
- Esforços sobre revestimentos e vidros;
- Efeitos locais – estabilidade de veículos e pedestres;
- Tolerância de movimento – desconforto dos ocupantes;
- Efeito de martelamento a jusante do edifício;
- Danos à estrutura devido ao desprendimento de partículas;
- Penetração de umidade;
- Acúmulo de neve e problemas no controle da poluição.

Os ensaios em túnel de vento podem ser classificados de várias formas. O túnel pode apresentar circuito fechado do vento, ou seja, o ar recircula durante os testes, sendo necessária a ocupação de uma grande área, por se tratar de um túnel horizontal. As principais vantagens deste tipo de túnel é a inexistência de ventos indesejáveis no laboratório, pouco ruído, baixo consumo de energia, melhor qualidade do fluxo de vento, e sem a possibilidade da ocorrência de chuvas, neve ou poeira, o que acontece nos ensaios de túnel de vento de circuito aberto. Já as desvantagens se encontram no custo alto para sua implementação e a necessidade de resfriamento quando usado continuamente.

### **3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O cálculo da resposta dinâmica às ações do vento torna-se necessário ao projetar um edifício alto. Os métodos existentes na norma se baseiam no método de Davenport (1967). O método adotado pela ABNT NBR 6123 (1988) foi desenvolvido por Galambos (1998) e também se baseia no método de Davenport (1967). Porém, o procedimento da norma não considera o cálculo a partir da separação entre os fatores de resposta quase-estática e ressonante, sendo feito um cálculo direto para obter a resposta dinâmica. Essa diferença foi estudada no Capítulo 6, em que os métodos de cada norma foram aplicados num estudo de caso, a fim de compará-los entre si.

# 4 ANÁLISE ESTRUTURAL E ESTABILIDADE

De acordo com a norma ABNT NBR 8800 (2008), análise estrutural é a determinação dos efeitos das ações da estrutura, nas quais são realizadas verificações de estados limites últimos e de serviço. Usualmente, tais efeitos são determinados por meio de análises globais lineares de primeira ordem. Contudo, estas simplificações nem sempre refletem o comportamento real de uma estrutura. Com o avanço da tecnologia e das ferramentas computacionais de cálculo estrutural, é possível obter uma análise aprimorada, considerando os regimes plásticos dos materiais ou de efeitos geométricos de segunda ordem.

Uma análise linear (primeira ordem) se baseia na geometria indeformada da estrutura, enquanto que a análise não-linear (segunda ordem) utiliza as deformações para determinação de novos deslocamentos e esforços internos. Sendo assim, sempre que os deslocamentos afetarem os esforços de forma significativa, a norma ABNT NBR 8800 (2008) sugere que seja feita uma análise não-linear.

## 4.1 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

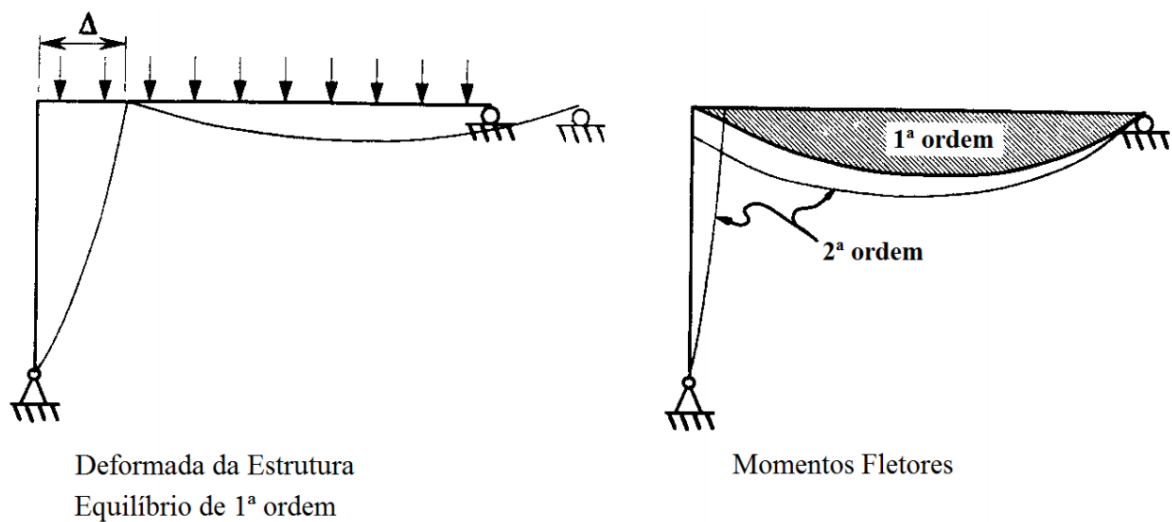
Ao considerar os efeitos de segunda ordem em uma estrutura, a complexidade do problema aumenta consideravelmente, já que os efeitos de segunda ordem apresentam caráter não-linear, impedindo a aplicação do princípio da superposição, aplicado nas análises estruturais de primeira ordem.

As análises não-lineares geométricas podem ser consideradas a partir de dois efeitos distintos: os efeitos globais de segunda ordem, produzidos pelos deslocamentos dos nós, e os efeitos locais de segunda ordem, provindos da não-retilidade dos eixos de flexão das barras. Os efeitos globais e locais de segunda ordem podem ser calculados a partir do método  $P-\Delta$  e  $P-\delta$ , respectivamente,

#### 4.1.1 MÉTODO P- $\Delta$ PARA CÁLCULO DO EFEITO GLOBAL DE SEGUNDA ORDEM

Submetida a um carregamento, uma estrutura se deforma até que uma posição de equilíbrio seja encontrada. Se um carregamento for aplicado na direção transversal ao deslocamento  $\Delta$  obtido em primeira ordem, a interação entre a deformação inicial com o carregamento produzirá novas solicitações (momentos fletores), inexistentes caso não fosse considerada a configuração deformada. Dessa forma, a estrutura sofre uma segunda etapa de deformação, até que uma nova posição de equilíbrio seja encontrada. Este fenômeno é chamado de efeito global de segunda ordem.

**Figura 13 - Momentos fletores de segunda ordem pelo método P- $\Delta$**



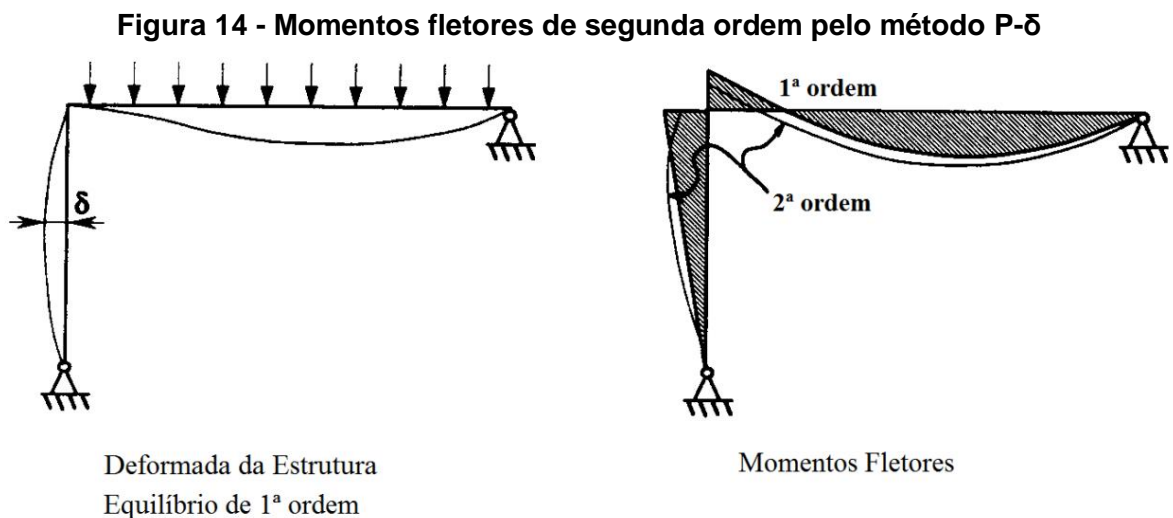
Fonte: Galambos (1998)

A Figura 13 mostra o efeito de segunda ordem ocorrido quando a carga referente ao peso próprio da estrutura atua sobre a estrutura deformada na situação de equilíbrio de primeira ordem, ocasionando os momentos fletores de segunda ordem devidos ao braço de alavanca  $\Delta$ . Com a consideração do efeito de segunda ordem, a barra vertical passa a ser fletida, e as cargas axiais também passam a produzir efeitos não-lineares, tornando a análise ainda mais complexa.

Em muitos casos, o efeito de segunda ordem é desconsiderado por não consequências significativas na estrutura, já que muitas vezes os deslocamentos globais são pequenos. Porém, em edifícios altos, por sua grandeza, os deslocamentos horizontais passam a ter valores significativos, inferindo na necessidade da análise dos efeitos globais de segunda ordem.

#### 4.1.2 MÉTODO P- $\delta$ PARA CÁLCULO DO EFEITO LOCAL DE SEGUNDA ORDEM

O efeito local de segunda ordem é causado pela interação da estrutura carregada com um carregamento, assim como no método P- $\Delta$ . Porém, é considerado um pórtico em que o deslocamento horizontal da barra superior é impedido, conforme apresentado na Figura 14.



Fonte: Galambos (1998).

A deformação  $\delta$  é causada pela perda de reticidade das barras devido ao carregamento do pórtico. Ao submeter a estrutura obtida no equilíbrio de primeira ordem à carga de peso próprio, os momentos fletores são redistribuídos em decorrência dos deslocamentos dos eixos das barras.

Dessa forma, além dos efeitos globais e locais de segunda ordem gerarem acréscimos nas solicitações, podem também provocar novas distribuições nos esforços internos.

## 4.2 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE SEGUNDO A NBR 8800:2008

### 4.2.1 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS LATERAIS

A norma brasileira classifica as estruturas em estruturas de pequena, média e grande deslocabilidade. Para isso, é necessário analisar a relação entre os deslocamentos laterais da estrutura obtidos em análise de primeira ordem e os obtidos na análise de segunda ordem.

Esta análise deve ser feita considerando a combinação de ação para o Estado Limite Último. Ademais, esta classificação dispensa a consideração das imperfeições iniciais dos materiais.

A classificação se baseia na divisão entre o deslocamento lateral obtido em análise de segunda ordem ( $\Delta_2$ ) pelo deslocamento lateral obtido em análise de primeira ordem ( $\Delta_1$ ), para cada pavimento da estrutura. De acordo com a norma, as estruturas podem ser de pequena, média e grande deslocabilidade de acordo com a relação:

Pequena deslocabilidade:  $\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,1$

Média deslocabilidade:  $1,1 < \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,1$

Grande deslocabilidade:  $\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \geq 1,4$

A ABNT NBR 8800 (2008) também apresenta um cálculo aproximado para a relação entre os deslocamentos laterais de primeira e segunda ordem, dado pelo cálculo do coeficiente  $B_2$  mostrado na Equação (24):

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \sim B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_h}{R_s} \cdot \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad (24)$$

em que

$\sum N_{sd}$  Carga gravitacional total que atua no andar considerado;

$\sum H_{sd}$  Força cortante no andar considerado, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes;

$\Delta_h$  Deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado, obtido em análise de primeira ordem

$R_s$  Coeficiente de ajuste, igual a 0,85 para estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos, nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações, e igual a 1,00 para todas as outras estruturas.

Através do cálculo deste coeficiente pode-se ter uma avaliação preliminar da sensibilidade da estrutura aos deslocamentos horizontais

#### 4.2.2 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NO ELU

Definida a classificação da estrutura quanto à sensibilidade aos deslocamentos horizontais, a determinação dos esforços deve ser feita de acordo com as considerações impostas para cada classificação.

##### 4.2.2.1 Estruturas de pequena deslocabilidade

Nestas estruturas, a norma ABNT NBR 8800 (2008) permite que seja feita apenas uma análise linear, desconsiderando os efeitos globais de segunda ordem, desde que atenda aos requisitos:

- As forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura não sejam superiores a 50% da força axial correspondente ao escoamento da seção;
- Os efeitos das imperfeições iniciais geométricas sejam adicionados às combinações consideradas no dimensionamento.

Os efeitos locais de segunda ordem, porém, devem ser considerados na análise de estruturas de pequena deslocabilidade. Isso pode ser feito calculando de modo aproximado tais efeitos, a partir do fator de amplificação dos momentos fletores, dado pela Equação (25):

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (25)$$

em que:

$N_{Sd1}$  Força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem;

$N_e$  Força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra (no plano de atuação do momento fletor), calculada com o comprimento real da barra e considerado, se for o caso, a imperfeição inicial do material;

$C_m$  Coeficiente tomado como igual a 1,0 nas barras solicitadas por forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, ou, no caso destas forças não existirem, igual a

$$C_m = 0,60 - 0,40 * \left( \frac{M_{nt1}}{M_{nt2}} \right)$$

A fração  $M_{nt1}/M_{nt2}$  representa a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores na estrutura nt mostrada na Figura 15b.

#### 4.2.2.2 Estruturas de média deslocabilidade

Nas estruturas de média deslocabilidade, as análises de segunda ordem devem ser realizadas. Os efeitos de segunda ordem podem ser calculados através do método da amplificação dos esforços solicitantes, apresentado na sequência, ou por meio de métodos computacionais.

As imperfeições iniciais geométricas devem ser consideradas da mesma forma que nas estruturas de baixa deslocabilidade. Já os efeitos das imperfeições iniciais devem ser considerados levando o valor da rigidez à flexão e axial dos elementos a 80% do valor original.

#### 4.2.2.3 Estruturas de grande deslocabilidade

Para estas estruturas, é necessário uma análise rigorosa dos deslocamentos laterais e dos efeitos da não-linearidade física e geométrica dos elementos. Esta análise pode ser feita através de modelos numéricos computacionais.

### 4.2.3 MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

.O método da amplificação dos esforços solicitantes se baseia na amplificação dos momentos fletores e esforços normais atuantes nas barras a partir de coeficientes lineares, para avaliar os efeitos P-δ e P-Δ nas estruturas.

$$M_{Sd} = B_1 * M_{nt} + B_2 * M_{lt} \quad (26)$$

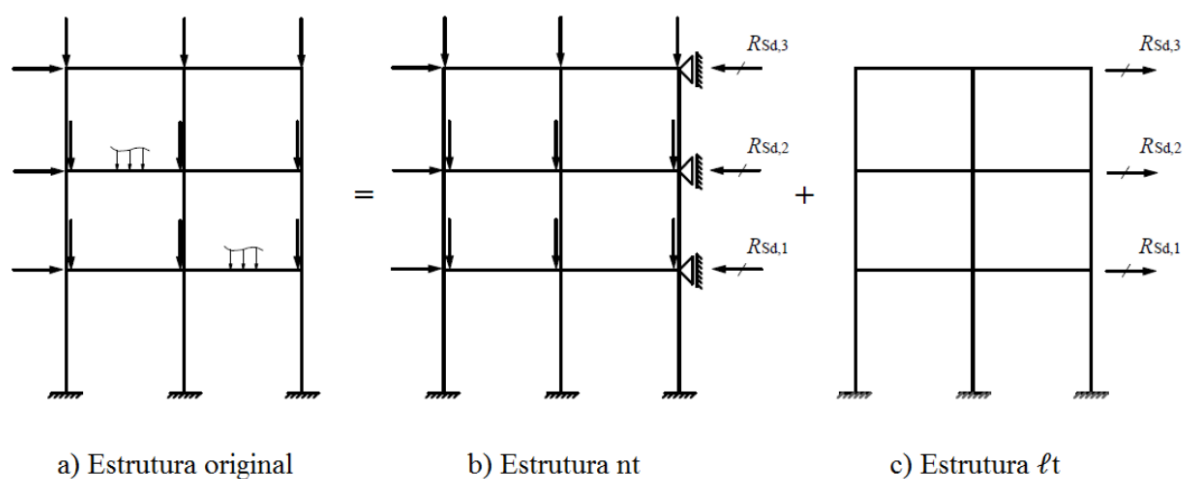
$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 * N_{lt} \quad (27)$$



Nas Equações (26) e (27), os esforços  $M_{Nt}$  e  $N_{Nt}$  devem ser obtidos por meio de uma análise linear de primeira ordem, em que os nós da estrutura são impedidos de se deslocar lateralmente, como mostra a Figura 15b. Para os esforços  $M_{lt}$  e  $N_{lt}$ , a estrutura deve estar sujeita apenas aos efeitos dos deslocamentos horizontais dos nós, conforme mostra a Figura 15c.

O coeficiente  $B_1$  deve ser calculado de acordo com a Equação (25). Para os casos em que a barra esteja tracionada, esta solicitação axial tende a retificar a barra, e  $B_1$  deve ser tomado igual a 1,0. O coeficiente  $B_2$  deve ser calculado conforme a Equação (24).

**Figura 15 - Modelo de análise considerado no método da amplificação dos esforços solicitantes**



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

### 4.3 COEFICIENTE $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  de estabilidade global é um coeficiente de majoração dos esforços globais finais com relação aos de primeira ordem, válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

A norma ABNT NBR 6118 (2014) permite a utilização deste coeficiente para calcular de forma aproximada os esforços globais de segunda ordem a partir da multiplicação dos esforços horizontais por 0,95.  $\gamma_z$ , contanto que  $\gamma_z$  seja menor ou igual a 1,3.

No cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  de estabilidade global da estrutura, pode-se considerar a não-linearidade física de madeira aproximada, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014).

Esta aproximação é feita a partir da redução da rigidez dos elementos, conforme mostra as Equações (28) e (29):

$$(E * I)_{sec} = 0,4 * E_c * I_c \text{ para as vigas} \quad (28)$$

$$(E * I)_{sec} = 0,8 * E_c * I_c \text{ para os pilares} \quad (29)$$

em que  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto, calculado em função da resistência à compressão do concreto.

O cálculo do  $\gamma_z$  é apresentado na Equação (30):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (30)$$

em que:

- $M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura
- $\Delta M_{tot,d}$  é a somatório dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

#### 4.4 PARÂMETRO $\alpha$ DE INSTABILIDADE GLOBAL

O parâmetro  $\alpha$  de instabilidade pode ser utilizado para classificar uma estrutura como de nós fixos se seu valor for menor se  $\alpha_1$ , calculados de acordo com a Equação (31)

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{N_k / (E_c * I_c)} \quad (31)$$

- $\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$  se  $n \leq 3$
- $\alpha_1 = 0,6$  se  $n \geq 4$

em que:

$n$	Número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
$H_{tot}$	Altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
$N_k$	Somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com seu valor característico;
$E_c I_c$	Somatória das rigidezes de todos os pilares na direção considerada; no caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, permite-se considerar produto de rigidez $E_c I_c$ de um pilar equivalente de seção constante; o valor de E (módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial) é dado na ABNT NBR 6118 (2014), e o valor de I deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

O valor limite 0,6 usado quando  $n \geq 4$  é utilizado a estruturas de pilares-parede associados e pórticos associados a pilares-parede. O valor limite pode ser aumentado para 0,7 no caso de contraventamento constituído apenas por pilares-parede, e deve ser reduzido para 0,5 quando só houver pórticos.

#### 4.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nos edifícios altos, a análise estrutural é extremamente importante, pois os efeitos de segunda ordem tornam-se evidentes. A utilização de parâmetros e critérios para a avaliação da estabilidade é um processo determinante no projeto de um edifício alto, e o engenheiro deve ser responsável pela análise e delimitação dos critérios de estabilidade adotados.

Dessa forma, nos exemplos propostos neste trabalho, foram considerados os efeitos de segunda ordem na estrutura, que foram analisados pelo índice de deslocabilidade  $B_2$  e pelo coeficiente  $\Upsilon_z$ . Optou-se por não utilizar o parâmetro  $\alpha$  já que este retorna respostas menos precisas em comparação aos outros. Os exemplos estudados são mostrados na metodologia, descrita no capítulo a seguir.

# 5 METODOLOGIA

A metodologia proposta para este trabalho consistiu, inicialmente, de revisão bibliográfica sobre o projeto de edifícios altos, com um estudo das normas brasileiras e estrangeiras de projetos de edifícios e de ações a serem consideradas, possibilitando o entendimento da interferência da ação do vento em projetos de edifícios altos. Por meio de literatura técnica, foi realizado o estudo dos sistemas estruturais mais utilizados, o que possibilita entender o comportamento da estrutura.

Em um segundo momento, foram realizados estudos envolvendo edifícios altos, que foram divididos em três etapas presentes neste trabalho: a primeira, referente à análise estrutural, considerando a resposta dinâmica do edifício à ação do vento; a segunda, referente aos critérios de projeto utilizados em um edifício alto; e a terceira, em que foram comparados sistemas estruturais diferentes aplicados a um mesmo edifício alto. Para isso, foram consideradas duas edificações previamente estudadas, descritas a seguir para cada estudo realizado.

## 5.1 RESPOSTA DINÂMICA LONGITUDINAL

Para a análise das respostas dinâmicas de um edifício alto às ações do vento, foi considerado o edifício previamente estudado por Zhou et al. (2002) e Kwon e Kareem (2013). Este edifício possui as seguintes características:

- Seção: quadrada, 33 x 33 m;
- Altura: 200 m;
- Massa específica: 180 kg/m<sup>3</sup>;
- Massa total: 39204 toneladas, linearmente distribuídas;
- Modo de vibração: apenas o fundamental é considerado, sendo linear com ponto de rotação na base;
- Frequência natural: 0,20 Hz, nas duas direções;
- Amortecimento: 1%, nas duas direções;

Foi calculada a resposta dinâmica longitudinal à ação do vento, de acordo com o modelo discreto proposto pela ABNT NBR 6123 (1988) e modelos apresentados por normas estrangeiras. Em seguida, os resultados obtidos foram analisados e comparados com resultados referentes às normas americana ASCE 7 (2010), australiana e neozelandeza AS/NZ 1170.2 (2011), canadense NRC (2012), japonesa AIJ (2004), europeia EN 1991 (2005), chinesa CNS (2012), indiana IWC (2012).

Para o cálculo da resposta dinâmica longitudinal, foi considerada ação do vento com velocidade básica  $V_0 = 40$  m/s. Foram utilizados nos cálculos as categorias de rugosidade C2 e C4, definidas associando as categorias de cada norma, conforme mostra a Tabela 6.

## 5.2 PROJETO DE UM EDIFÍCIO ALTO “EDIFÍCIO PADRÃO CAARC”

A segunda etapa das análises consistiu no estudo dos deslocamentos laterais obtidos no edifício padrão CAARC. Trata-se de uma edificação hipotética, definida pelo *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council*, em 1969, para fins de comparação entre diferentes técnicas e ensaios de túnel de vento. O edifício foi escolhido por já ser amplamente estudado, apresentado em trabalhos como o de Yeo (2010) e Weerasuriya e Jayashinghe (2014).

Uma análise modal foi realizada inicialmente com o auxílio do software SAP2000® em sua versão 20 para obter os valores das frequências naturais para cada direção considerada. Para estas análises, foram consideradas as seguintes características:

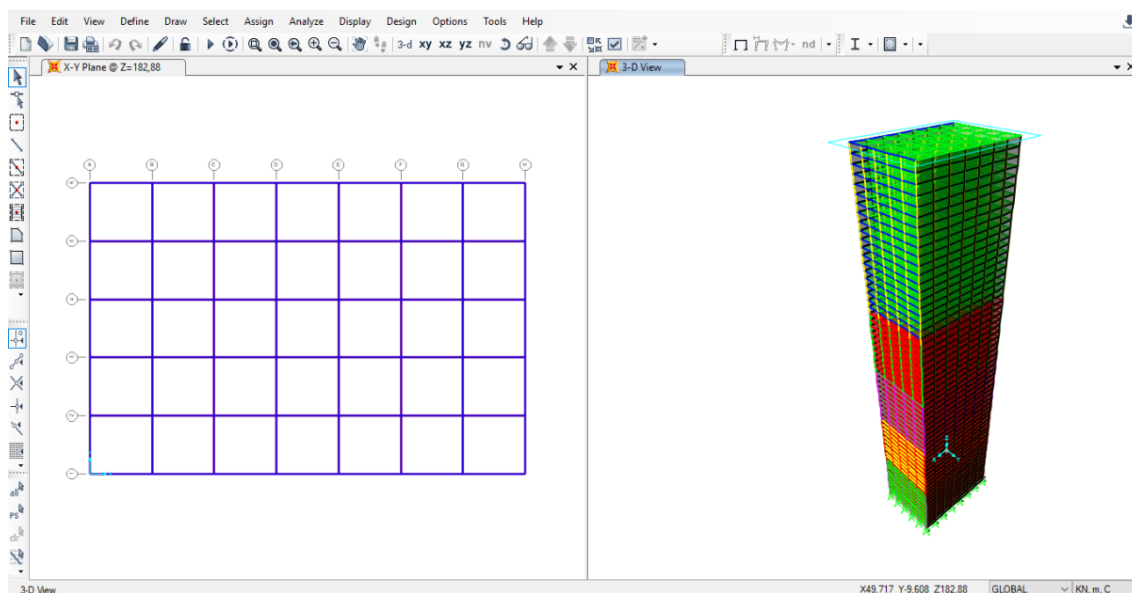
- Seção: retangular, 30,48 m, na direção x; 45,72 m, na direção y;
- Altura: 182,88 m;
- Modo de vibração: apenas o fundamental é considerado, sendo linear com ponto de rotação na base;
- Frequência natural: 0,188 Hz, na direção y; 0,195 Hz, na direção x;
- Amortecimento: 2%, nas duas direções;
- $V_0 = 40$  m/s e 50 m/s, incidindo à 0°;
- Rugosidade do terreno: categoria C2 e C4;

O software utilizado para modelagem e análise do edifício foi o SAP2000®, em sua versão 20. A interface do programa é mostrada na Figura 16. Nas análises, foram consideradas as categorias de rugosidade do terreno C2 e C4, e vento com velocidade básica de 40 m/s e 50 m/s, atuando na face de maior dimensão do edifício.

As ações do vento foram calculadas conforme as normas ASCE 7 (2016), EN 1991 (2005) e ABNT NBR 6123 (1988). Em seguida, foram feitas análises considerando as combinações de ações referentes a cada norma para o Estado Limite de Serviço, a fim de verificar o deslocamento máximo no topo do edifício e relativo entre os pavimentos. Todas as análises foram realizadas no SAP2000®, considerando o efeito de segunda ordem calculado pelo método P- $\Delta$ .

Os resultados obtidos por cada norma foram comparados entre si, considerando os deslocamentos máximos no topo e entre pavimentos, e os limites considerados por cada norma. Além disso, a aceleração máxima foi calculada de acordo com a Equação (23), e analisada conforme os parâmetros da ABNT NBR 6123 (1988) e literatura técnica.

**Figura 16 - Interface do software SAP2000® v20.**



Fonte: do autor.

### 5.3 COMPARAÇÃO ENTRE SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

Para a terceira etapa das análises, também foi considerado o edifício padrão CAARC para a realização de um estudo comparativo entre sistemas de contraventamento nele aplicados. Foram desenvolvidos três modelos: pórticos rígidos, pilares-parede, e pórticos treliçados. Para todos eles, o dimensionamento da estrutura foi realizado considerando o deslocamento no topo do edifício igual ao máximo permitido por norma, para a situação de serviço. As condições iniciais utilizadas para esta análise foram:

- Seção: retangular, 30,48 m, na direção x; 45,72 m, na direção y;
- Altura: 182,88 m;
- Material: concreto armado;
- Modo de vibração: apenas o fundamental é considerado, sendo linear com ponto de rotação na base;
- Frequência natural: 0,188 Hz, na direção y; 0,195 Hz, na direção x;
- Amortecimento: 2%, nas duas direções;
- $V_0 = 40$  m/s, incidindo à  $0^\circ$  e  $90^\circ$ ;
- Rugosidade do terreno: categoria II

Para todos os modelos, foram feitas análises lineares, e não lineares considerando o efeito de segunda ordem na estrutura, através do método P- $\Delta$  no software SAP2000®, para classificar a estrutura conforme sua sensibilidade aos deslocamentos laterais. Estes valores foram comparados com o coeficiente de estabilidade global  $\chi_z$ , calculados para todos os modelos. Optou-se por não utilizar o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  para a análise global das estruturas.

Por fim, os modelos foram comparados entre si considerando os resultados da análise para o Estado Limite Último, como avaliações de estabilidade global e esforços totais na base, e para o Estado Limite de Serviço, comparando valores de acelerações e deslocamentos máximos em cada direção de atuação do vento. Além disso, foi calculado o consumo de concreto em cada modelo, possibilitando determinar o mais econômico neste aspecto.

#### 5.4 MODELAGEM DAS ESTRUTURAS NO SAP2000®

O lançamento da estrutura no software SAP2000® foi realizado de acordo com as dimensões pré-definidas dos elementos. Na modelagem, foram considerados:

- Pilares e vigas e perfis de aço: elementos do tipo *frame*, com ponto de inserção centralizado na borda superior do elemento;
- Lajes e pilares-parede: elementos do tipo *shell*;
- Comprimentos da ligação entre pilares e vigas (*end offsets*) determinados de forma automática (*centerline to centerline*), com fator de zona rígida (*rigid zone factor*) igual a 0,5;
- Foi atribuído que os elementos do tipo *frame* conectam-se uns aos outros, e às extremidades dos elementos de área (*shell*), para garantir a correta transferência de esforços entre pilares, vigas, e pilares-parede;
- Foi atribuído que os elementos do tipo *shell* conectam-se uns aos outros a partir da criação de restrições de borda (*edge constraints*), garantindo a correta transferência de esforços entre os pilares-parede;
- Foi atribuído o efeito de diafragma rígido (*rigid diaphragm*) nas lajes, determinando assim que o deslocamento no pavimento é o mesmo em todos os pontos;
- Foi admitida ligação monolítica entre os perfis de aço e as vigas nos modelos contraventados por pórticos treliçados;
- Os efeitos de segunda ordem foram considerados nas análises a partir da criação de casos não-lineares considerando o efeito de segunda ordem na estrutura calculado pelo método  $P-\Delta$  (*P- $\Delta$  plus large displacements*);
- A não-linearidade física dos materiais foi considerada a partir da redução da rigidez das vigas e pilares conforme Equações (28) e (29). A Tabela 9 mostra os valores do módulo de elasticidade do concreto utilizado nas análises.

**Tabela 9 - Valores do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, considerando o uso de granito como agregado graúdo**

E <sub>c</sub> [MPa]	
f <sub>ck</sub> = 60 MPa	f <sub>ck</sub> = 80 MPa
41611,92	45132,12

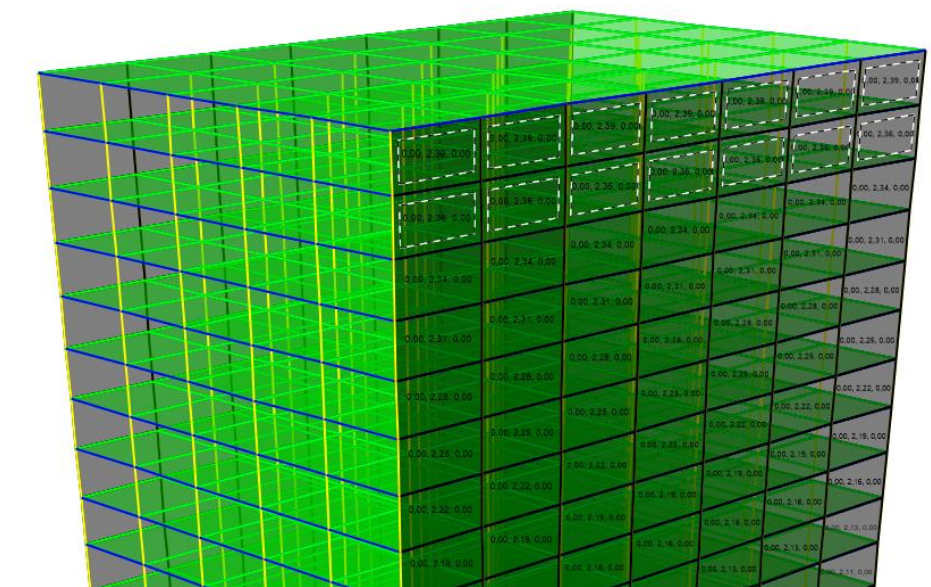
Fonte: do autor.



O software permite, em sua configuração, carregar a ação do vento de forma automática na estrutura, para determinados códigos de normas, como a americana ASCE 07 (2016) e a europeia EN 1991 (2005) Porém, o software não apresenta essa função para a norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988).

Sendo assim, para carregar a ação do vento na estrutura, calculada de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), desenhou-se uma membrana (elemento *shell*) na fachada do edifício, simulando um objeto de área, na qual pôde ser inserida manualmente a pressão de obstrução do vento referente a cada pavimento da estrutura. Um detalhe é mostrado na Figura 17.

**Figura 17 - Detalhe da membrana (em seleção) para inserção da ação do vento**



Fonte: do autor.

Para todas as análises do trabalho, a metodologia de interpretação de dados consistiu na análise de gráficos e tabelas que apresentaram os resultados que foram comparados e interpretados por meio de análise crítica. Os resultados obtidos e as análises feitas se limitam ao edifício e modelos adotados nesta metodologia. Novas análises devem ser realizadas para outros tipos de estruturas.

# 6 COMPARAÇÃO ENTRE NORMAS PARA A RESPOSTA DINÂMICA EM UM EDIFÍCIO ALTO

Foi realizado um estudo comparativo entre normas estrangeiras e a norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988), considerando os valores obtidos para a resposta dinâmica horizontal decorrente da ação do vento. Para isso, foi adotado o edifício estudado por Zhou et al. (2002), que possui as seguintes características:

- Seção: quadrada, 33 x 33 m;
- Altura: 200 m;
- Massa específica: 180 kg/m<sup>3</sup>;
- Massa total: 39204 toneladas, linearmente distribuídas;
- Modo de vibração: apenas o fundamental é considerado, sendo linear com ponto de rotação na base;
- Frequência natural: 0,20 Hz, nas duas direções;
- Amortecimento: 1%, nas duas direções;
- $V_0 = 40$  m/s (3s)
- Rugosidade do Terreno: Categoria C2 e C4

Para o cálculo, foi utilizado o modelo discreto da ABNT NBR 6123 (1988), também descrito no capítulo 4 deste trabalho, para obtenção da resposta longitudinal para o edifício considerado.

A distribuição da velocidade do vento ao longo da altura de um edifício é influenciada pela topografia e categoria de exposição do terreno em que o edifício está inserido, bem como pelo tempo médio de ocorrência do vento. Sendo assim, a velocidade de projeto correspondente ao fator de rajada de 3 segundos possui uma distribuição mais branda que a correspondente a velocidade média sobre 1 hora.

O tempo médio utilizado para a determinação do perfil da velocidade do vento varia entre as normas existentes. Normas como a ASCE 7 (2010) e AS/NZ (2010) calculam a velocidade média do vento com base no intervalo de tempo de 3 s, enquanto as normas AIJ (2004), EN 1991 (2005) e ABNT NBR 6123 (1988) admitem que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 min. A norma NBC (1995) utiliza o tempo médio de 1 h para a determinação do perfil da velocidade média do vento.

O perfil da velocidade do vento é determinado considerando os coeficientes  $b$  e  $p$ , que dependem da categoria de exposição do terreno. Para terrenos abertos (categoria II de exposição, de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988), o coeficiente  $b$  é igual a unidade. Os valores dos coeficientes são mostrados na Tabela 7, para cada norma e categoria de exposição do terreno.

Para esta comparação, foram consideradas as normas: americana ASCE 7 (2010), australiana e neozelandeza AS/NZ 1170.2 (2011), canadense NRC (2012), japonesa AIJ (2004), europeia EN 1991 (2005), chinesa CNS (2012), indiana IWC (2012).

Dividiu-se o modelo em  $n = 40$  elementos, para obter resultados mais precisos. Com base nos valores dos coeficientes  $b$  e  $p$ , consideraram-se as classes gerais de rugosidade do terreno C2 e C4, conforme a Tabela 6. Os dados estão apresentados na Tabela 10, para cada categoria de rugosidade do terreno.

**Tabela 10 - Dados para cálculo da resposta longitudinal para comparação entre normas**

Classe C2				Classe C4			
$V_0$ [m/s]	40	H [m]	200	$V_0$ [m/s]	40	H [m]	200
$V_{p,10min}$ [m/s]	27,6	$l_1$ [m]	33	$V_{p,10min}$ [m/s]	27,6	$l_1$ [m]	33
$q_0$	466,96	f (Hz)	0,2	$q_0$	466,96	f (Hz)	0,2
$p$	0,15	$\xi$	1,4	$p$	0,23	$\xi$	1,5
$b$	1,00	$F_H$ [N]	12138483,24	$b$	0,71	$F_H$ [N]	8576789,52
$C_{ai}$	1,3			$C_{ai}$	1,3		

Fonte: do autor.

## 6.1 RESULTADOS E ANÁLISES

Os resultados obtidos através dos procedimentos de cada norma estão mostrados na Tabela 11, para categoria de rugosidade C4, e na Tabela 12, para categoria de rugosidade C2. Os valores em parêntesis correspondem à razão entre o momento obtido pela norma e o momento obtido pela ABNT NBR 6123 (1988), escolhida como referência. As diferenças

encontradas na definição das características do vento entre as normas refletem nos resultados apresentados, que mostram consideráveis diferenças nos valores de resposta dinâmica, mesmo para os casos considerando mesmo intervalo de tempo médio.

**Tabela 11 – Resposta dinâmica longitudinal para categoria de rugosidade C4**

	ASCE	NBC	AIJ	CNS	IWC	AS/NZ	EU	NBR
$V_p$	40	26,4	28,1	28,1	40	40	27	40
$h_{ref}$	120	200	200	200	200	200	120	200
$V_{href}$	27,5	33,1	36,4	35,9	50,8	46,4	30,7	27,6
$g_r$	3,787	3,755	3,209	2,500	3,628	3,094	3,208	-
$r$	0,506	0,347	0,322	0,316	0,392	0,392	0,422	-
$L_H$	190	1220	258	1200	211	180	197	-
<b>B</b>	0,583	0,575	0,491	-	0,256	0,633	0,500	-
<b>E</b>	0,140	0,257	0,090	-	0,072	0,094	0,106	-
<b>S</b>	0,048	0,083	0,114	-	0,085	0,081	0,087	-
<b>R</b>	0,526	2,128	0,809	-	0,61	0,601	0,726	-
GLF	2,693	2,845	2,012	2,380	2,31	2,488	2,500	-
G	0,990	2,845	2,012	2,380	0,974	1,015	1,009	-
$\xi$	-	-	-	-	-	-	-	1,4
$F_H$	-	-	-	-	-	-	-	8576,69
$M_{base}$	1104	1145	1341	1125	1373	957	1320	1240
	(0,89)	(0,92)	(1,08)	(0,91)	(1,11)	(0,77)	(1,06)	

Fonte: do autor

**Tabela 12 - Resposta dinâmica longitudinal para categoria de rugosidade C2**

	ASCE	NBC	AIJ	CNS	IWC	AS/NZ	EU	NBR
$V_p$	40	26,4	28,1	28,1	40	40	27	40
$h_{ref}$	120	200	200	200	200	200	120	200
$V_{href}$	38,1	40,2	44,0	44	52	51,6	39,3	27,6
$g_r$	3,787	3,765	3,229	2,500	3,628	3,094	3,225	-
$r$	0,225	0,210	0,245	0,179	0,214	0,214	0,254	-
$L_H$	251	1220	258	1200	211	180	236	-
<b>B</b>	0,624	0,575	0,528	-	0,256	0,633	0,529	-
<b>E</b>	0,144	0,290	0,102	-	0,084	0,116	0,109	-
<b>S</b>	0,078	0,108	0,159	-	0,113	0,122	0,121	-
<b>R</b>	0,889	3,140	1,272	-	0,944	1,107	1,039	-
GLF	1,854	2,349	1,969	2,000	1,844	1,939	2,026	-
G	1,051	2,349	1,969	2,000	1,054	1,082	1,073	-
$\xi$	-	-	-	-	-	-	-	1,4
$F_H$	-	-	-	-	-	-	-	12138,48
$M_{base}$	1599	1736	1956	1585	1598	1336	1698	1686
	(0,95)	(1,03)	(1,16)	(0,94)	(0,95)	(0,79)	(1,01)	

Fonte: do autor

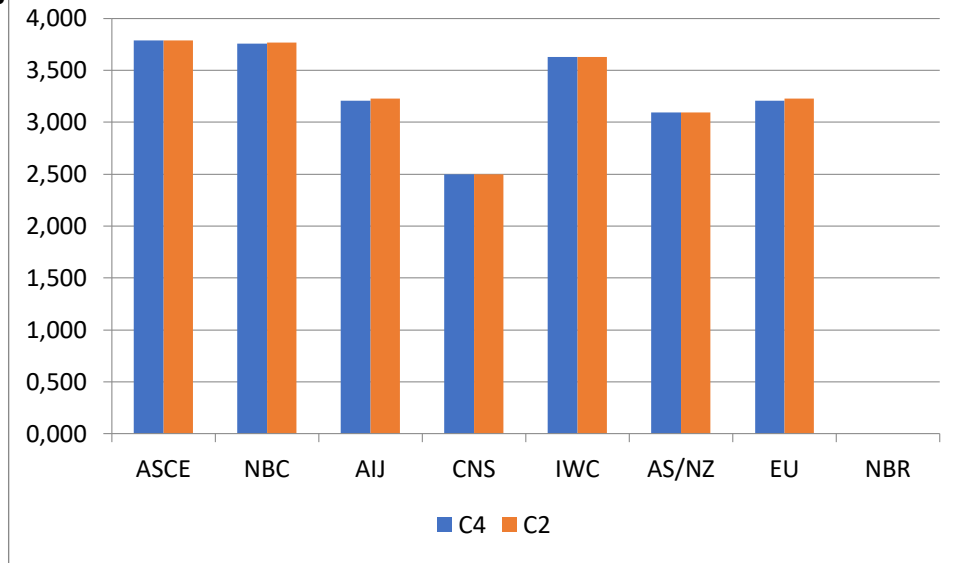
É importante ressaltar que algumas normas (AS/NZ 1170.2 (2011), AIJ (2004), e IWC (2012)) apresentam uma aproximação que considera um modo não-linear a partir de um fator de correção, enquanto que outras normas não apresentam tal processo. Zhou et al (2002) afirma que a influência do modo não-linear é insignificante ao considerar o deslocamento estrutural e o momento fletor na base, porém não pode ser negligenciada no cálculo de outros esforços, como o esforço cortante e a aceleração.

ASCE 7 (2010) e AS/NZ 1170.2 (2011) calculam a resposta dinâmica com base na velocidade de pico do vento, o que gera resultados próximos apesar das variações entre os parâmetros intermediários. Porém, nota-se que os valores de momento fletor na base calculados segundo a norma AS/NZ 1170.2 (2011) são inferiores aos da ASCE 7 (2010). Isso acontece em virtude da redução do fator de combinação aplicado à pressão externa, de 1,0 na antiga versão da AS 1170.2 (2002), para 0,9 na versão mais recente AS/NZ 1170.2 (2011).

Os resultados evidenciaram as diferenças na adoção dos parâmetros para a definição da velocidade média a uma altura de referência. Por exemplo, o intervalo de tempo médio usado no cálculo da velocidade média entre as normas tem efeito notório no valor fator ressonante de pico ( $g_R$ ), como pode-se ver no gráfico da Figura 18. AIJ (2004) e EN 1991 (2005) utilizam tempo médio de 10-min em seus cálculos, resultando em valores similares de fator ressonante de pico. AS/NZ 1170.2 (2011) também utiliza intervalo de tempo médio de 10-min, porém desconsidera o segundo termo, apresentado nas outras normas, na formulação de  $g_R$  (Tabela 1), resultando em valores inferiores do fator. Já ASCE 7 (2010), NRC (2012) e IWC (2012) apresentam maiores valores de  $g_R$  decorrente da adoção de um intervalo de tempo médio de 1-h em seus cálculos. Os resultados obtidos pela norma CNS (2012) se mostraram inferiores em relação aos das normas que adotam o mesmo intervalo de tempo médio, de 10-min, em seus cálculos (AIJ (2004) e EN 1991 (2005)). Uma possível explicação para isso é a utilização de valores fixos para o fator ressonante de pico na norma CNS (2012).

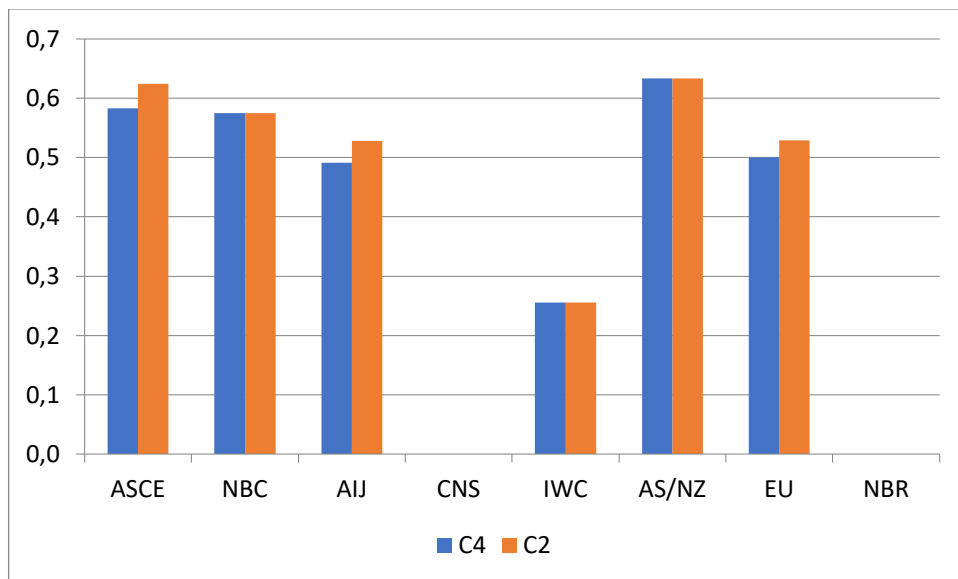
As diferenças na definição do fator de resposta quase-estática (**B**) entre cada norma se revelam nos valores obtidos no exemplo estudado, principalmente para categoria de rugosidade C4, como mostra o gráfico da Figura 19. Para a categoria C2, AS/NZ 1170.2 (2011) e ASCE 7 (2010) apresentam valores semelhantes.

**Figura 18 - Fator ressonante de pico ( $\alpha$ ) para cada categoria de rugosidade**



Fonte: do autor

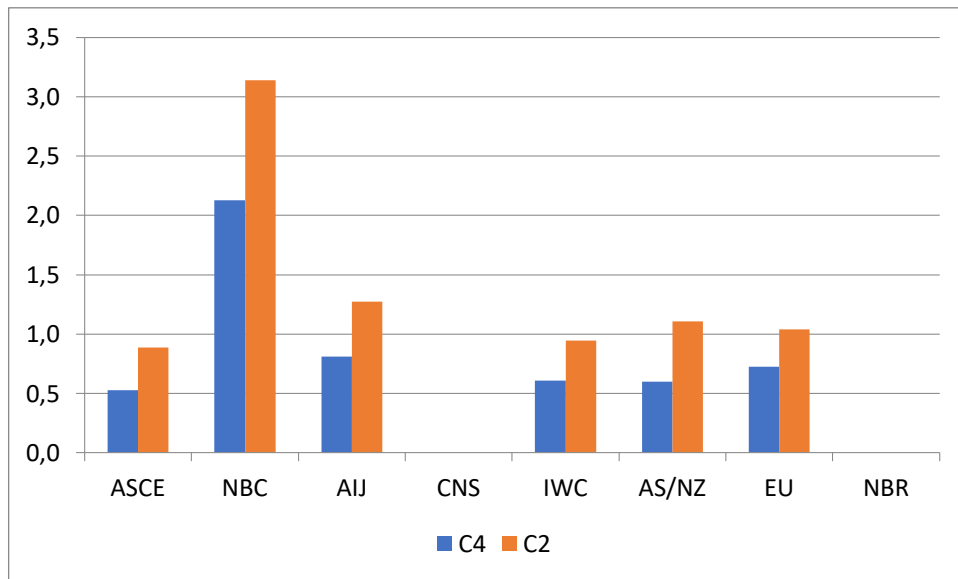
**Figura 19 - Fator de resposta quase-estática (B) para cada categoria de rugosidade**



Fonte: do autor

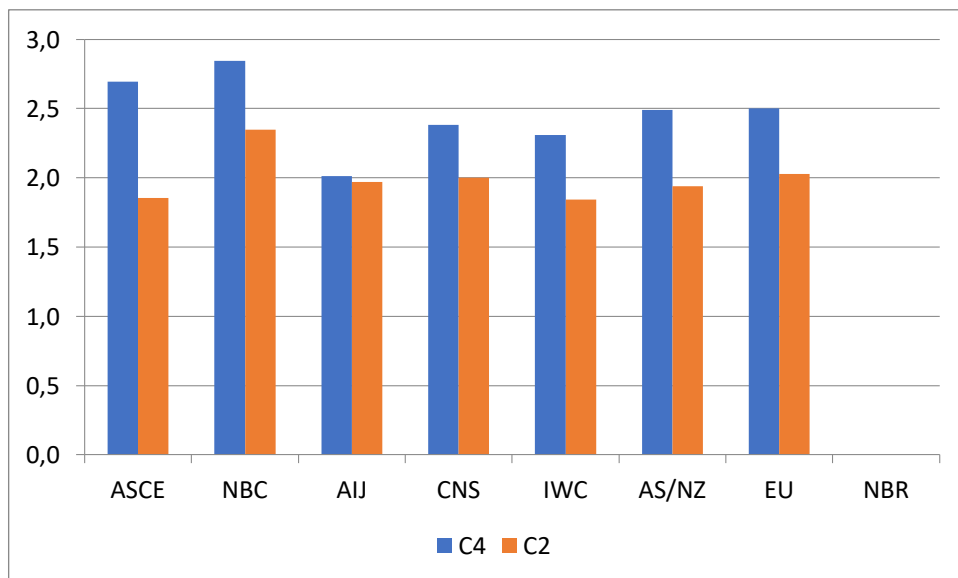
NRC (2012) apresentou os maiores valores para o fator de resposta ressonante (R) para cada categoria de rugosidade, implicando em maiores valores do fator de rajada (GLF), enquanto que as outras normas apresentaram valores mais consistentes entre si para tais variáveis, conforme observado nos gráficos da Figura 20 e da Figura 21.

**Figura 20 - Fator de resposta ressonante (R) para cada categoria de rugosidade**



Fonte: do autor

**Figura 21 - Fator de rajada (GLF) para cada categoria de rugosidade**

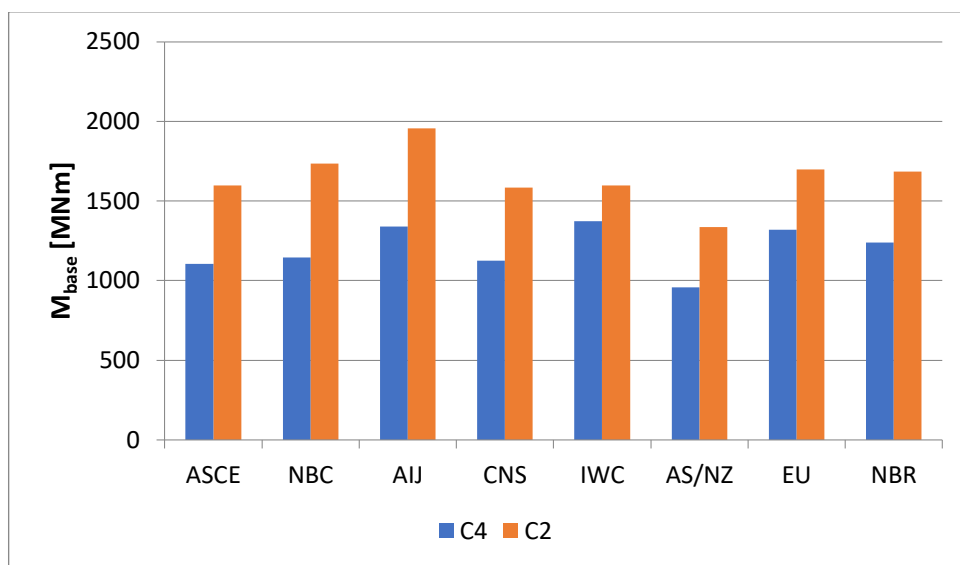


Fonte: do autor

Analisando os resultados da somatória do momento fletor na base, IWC (2012) possui o maior valor para C4 e AIJ (2004) para C2. A norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988), que apresenta procedimento diferente para o cálculo da resposta dinâmica, apresentou resultados semelhantes aos do EN 1991 (2005) para o momento fletor na base do edifício. AS/NZ 1170.2 (2011) apresentou os menores valores de momento na base. As tabelas mostram as diferenças em percentuais para cada norma em relação ao valor obtido

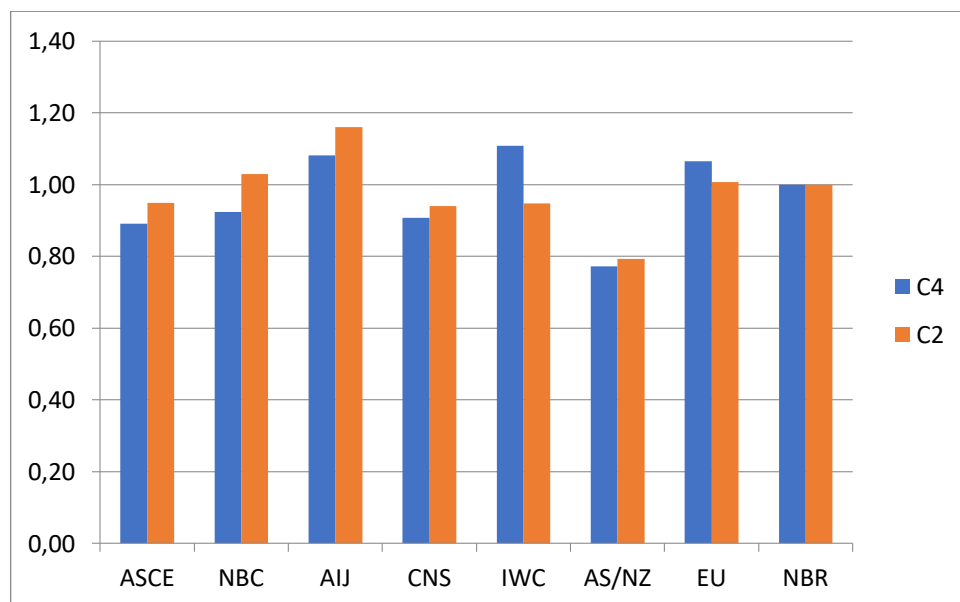
pelo método discreto da ABNT NBR 6123 (1988). Por exemplo, o momento na base calculado por ASCE 7 (2010) equivale a 89,0% do momento obtido pela ABNT NBR 6123 (1988) para categoria C4 e 94,9% para categoria C2. O gráfico da Figura 22 compara os valores da somatória dos momentos fletores na base do edifício obtidos por cada norma, e o gráfico da Figura 23 mostra a razão entre os valores de momento fletor das normas estrangeiras pelo obtido pela norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988).

**Figura 22 – Somatório do momento fletor na base do edifício para cada categoria de rugosidade**



Fonte: do autor

**Figura 23 - Razão entre os momentos das normas estrangeiras e o da ABNT NBR 6123 (1988)**



Fonte: do autor



É possível verificar as diferenças encontradas entre os valores de momento fletor na base causados pela ação dinâmica do vento calculada de acordo com cada código de norma. No geral, os valores apresentados pelas normas estrangeiras se aproximam dos obtidos pela ABNT NBR 6123 (1988), com exceção da norma AS/NZ 11 70.2 (2002), que possui valores 20% menores em relação à norma brasileira.

Considerando os resultados e as análises realizadas, é possível confirmar que o procedimento do modelo discreto de resposta dinâmica longitudinal da ABNT NBR 6123 (1988) é bem representativo, se comparado aos procedimentos encontrados nas principais normas estrangeiras. Portanto, seu uso torna-se mais adequado e eficiente em projetos de edifícios altos.

Vale ressaltar que a ABNT NBR 6123 (1988) não apresenta um modelo completo para a determinação da resposta dinâmica transversal à ação do vento, sendo calculada a partir de uma relação da resposta longitudinal, como mostra a Equação (22). Este cálculo aproximado pode gerar resultados inconsistentes. Algumas normas estrangeiras, como AS/NZ 1170.2 (2002), AIJ (2004) e CNS (2012) apresentam procedimentos para o cálculo da resposta transversal, como pode ser visto no trabalho de Kwon e Kareem (2013).

## **6.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O modelo discreto de resposta dinâmica da ABNT NBR 6123 (1988) contribuiu para a análise da ação dinâmica do vento no edifício alto. A utilização deste modelo é recomendada pela norma para edifícios com altura superior a 150 metros. O procedimento de cálculo foi desenvolvido por Galambos (1967) e, mesmo apresentando diferenças entre as normas estrangeiras no modo de cálculo ao considerar o cálculo direto da resposta dinâmica em vez de separá-lo nos fatores de resposta quase-estática e ressonante, mostrou valores compatíveis com os valores obtidos pelas normas estudadas.

Tendo sido viável a utilização do modelo discreto para a determinação da resposta dinâmica longitudinal, as análises feitas nos capítulos seguintes consideram a ação do vento calculada conforme o modelo discreto da ABNT NBR 6123 (1988), estudado neste capítulo.

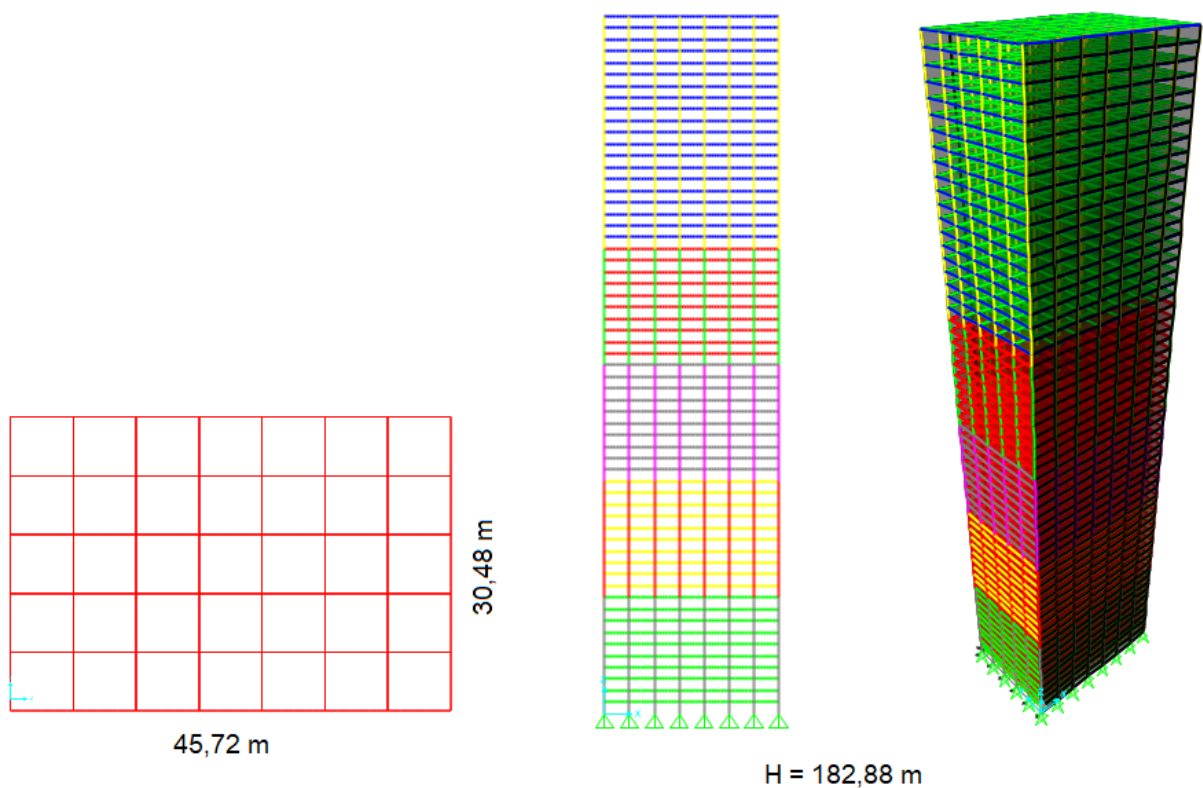
# 7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

## 7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para o estudo do projeto de um edifício alto, foi utilizado o edifício padrão CAARC para a obtenção dos primeiros resultados para análise. Trata-se de uma edificação hipotética, definida pelo Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council, em 1969, para fins de comparação entre diferentes técnicas e ensaios de túnel de vento.

O edifício padrão possui seção retangular com 30,48 metros de largura e 45,72 metros de comprimento, com altura igual a 182,88 metros, como mostrado na Figura 24. O edifício possui 60 andares e sistema estrutural formado por pórticos.

**Figura 24 - Esquema do edifício CAARC: planta, vista frontal e vista em 3D**



Fonte: do autor.

Foram adotadas as mesmas dimensões dos elementos estruturais (vigas e pilares) do trabalho de Yeo (2010), que foram pré-dimensionados dividindo o edifício em 6 setores,

cada um com 10 andares, sendo que em cada setor os elementos possuem as mesmas dimensões, como pode ser visto na Tabela 13. Cada cor dos elementos na Figura 24 representa um setor. O concreto possui resistência à compressão ( $f_{ck}$ ) igual a 80 MPa para os elementos até o 40º pavimento, e 60 MPa para os elementos entre o 40º e 60º pavimento.

**Tabela 13 - Dimensões e detalhes estruturais das seções das vigas e pilares do edifício padrão CAARC**

Elemento	Pavimento	Seção [mm x mm]	$f_{ck}$ [MPa]	Armadura Longitudinal	Estribo
Pilar de canto	51º ~ 60º	750 x 750	60	12 - Ø29	4 - Ø13@200
	41º ~ 50º	750 x 750	60	12 - Ø29	4 - Ø13@200
	31º ~ 40º	800 x 800	80	16 - Ø32	4 - Ø13@200
	21º ~ 30º	850 x 850	80	20 - Ø32	4 - Ø16@200
	11º ~ 20º	900 x 900	80	20+12 - Ø43	4 - Ø16@200
	1º ~ 10º	1100 x 1100	80	24+16 - Ø43	4 - Ø16@200
Pilares internos	51º ~ 60º	750 x 750	60	12 - Ø25	4 - Ø13@200
	41º ~ 50º	750 x 750	60	12 - Ø25	4 - Ø13@200
	31º ~ 40º	800 x 800	80	12 - Ø25	4 - Ø16@200
	21º ~ 30º	850 x 850	80	16 - Ø29	4 - Ø16@200
	11º ~ 20º	900 x 900	80	20+12 - Ø43	4 - Ø16@200
	1º ~ 10º	1100 x 1100	80	20+16 - Ø43	4 - Ø16@200
Vigas Externas	51º ~ 60º	400 x 700	60	4 - Ø23 / 2 - Ø32	2 - Ø13@150
	41º ~ 50º	400 x 700	60	4+4 - Ø32 / 3 - Ø32	2 - Ø16@150
	31º ~ 40º	450 x 750	80	4+4 - Ø36 / 4 - Ø32	4 - Ø16@150
	21º ~ 30º	500 x 750	80	5+5 - Ø36 / 4 - Ø36	4 - Ø16@150
	11º ~ 20º	550 x 750	80	5+5 - Ø43 / 4 - Ø36	4 - Ø16@150
	1º ~ 10º	550 x 800	80	5+5 - Ø43 / 4 - Ø36	4 - Ø16@150
Vigas Internas	51º ~ 60º	400 x 700	60	4 - Ø29 / 2 - Ø29	2 - Ø13@150
	41º ~ 50º	400 x 700	60	4+4 - Ø32 / 2 - Ø32	2 - Ø13@150
	31º ~ 40º	450 x 750	80	4+4 - Ø36 / 3 - Ø32	4 - Ø13@150
	21º ~ 30º	500 x 750	80	5+5 - Ø36 / 4 - Ø36	4 - Ø13@150
	11º ~ 20º	550 x 750	80	5+5 - Ø36 / 4 - Ø36	4 - Ø13@150
	1º ~ 10º	550 x 800	80	5+5 - Ø36 / 4 - Ø36	4 - Ø13@150

Fonte: adaptado de Yeo (2010)

O edifício foi modelado com o auxílio do software SAP2000® em sua versão 20, considerando lajes de 15 cm de altura que trabalham como diafragma rígido (o dimensionamento e verificação da laje não fazem parte do escopo deste trabalho).

## 7.2 AÇÕES ATUANTES

As ações atuantes no edifício foram calculadas considerando a ação horizontal do vento na estrutura de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), ASCE 7 (2016) e EN 1991 (2005), e a ação vertical permanente e acidental de acordo com a ABNT NBR 6120 (2019).

### 7.2.1 AÇÃO HORIZONTAL

Para o cálculo da ação do vento, foi considerado que o edifício está inserido em um terreno com categoria de rugosidade C2 e C4, admitindo a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) igual a 40 m/s, e 50 m/s considerações equivalentes às de Yeo e Simiu (2011). A Tabela 14 apresenta os dados utilizados para o cálculo da resposta longitudinal.

**Tabela 14 - Dados para o cálculo da resposta longitudinal para o CAARC Building**

Categoria C2				Categoria C4			
$V_0$ [m/s]	40	H [m]	182,88	$V_0$ [m/s]	40	H [m]	182,88
$V_p$ [m/s]	27,6	$l_1$ [m]	45,72	$V_p$ [m/s]	27,6	$l_1$ [m]	45,72
$q_0$	466,95888	f (Hz)	0,188	$q_0$	466,95888	f (Hz)	0,188
$p$	0,15	$\xi$	1,2	$p$	0,23	$\xi$	1,4
$b$	1,00	$F_H$ [N]	14099462,55	$b$	0,71	$F_H$ [N]	10530391,85
$C_{ai}$	1,46			$C_{ai}$	1,46		

Fonte: do autor

A pressão de obstrução do vento foi calculada através do modelo discreto de resposta dinâmica da ABNT NBR 6123 (1988), conforme mostrado no item 3.2.3 do capítulo 3. A pressão de obstrução calculada para cada altura do andar ( $z$ ) pode ser encontrada nas tabelas presentes no Apêndice A, para cada categoria de rugosidade e velocidade básica do vento. Para as normas ASCE 07 (2016) e EN 1991 (2005), a ação do vento foi gerada automaticamente na análise através do SAP2000®.

### 7.2.2 AÇÃO VERTICAL

As ações verticais foram determinadas para cada pavimento, considerando ações permanentes de peso próprio e ações acidentais. No cálculo do peso próprio das paredes e vigas, as sobreposições foram desconsideradas. Foi adotada uma carga acidental na laje de 2 kN/m<sup>2</sup>. Utilizou-se para o concreto peso específico igual a 25 kN/m<sup>3</sup> e para a alvenaria 18 kN/m<sup>3</sup>. A Tabela A.2, encontrada no Apêndice A, mostra os resultados referentes aos cálculos para cada pavimento, considerando os setores em que a estrutura é dividida.

### 7.2.3 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para a análise dos deslocamentos máximos e relativos, foi considerada a combinação frequente, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), sendo o vento ação acidental principal, como mostra a Equação (32), em que  $F_g$  é ação permanente direta e  $F_{vento}$  é ação do vento, e  $F_q$  é a ação acidental vertical na laje.

$$F_{d,ser} = F_g + 0,3 * F_{vento} + 0,3 * F_q \quad \text{ABNT NBR 6118 (2014)} \quad (32)$$

Já a norma americana ASCE 07 (2016) determina que a combinação a ser utilizada nas análises deve ser conforme mostra a Equação (33):

$$F_{d,ser} = F_g + F_{vento} + 0,5 * F_q \quad \text{ASCE 7 (2016)} \quad (33)$$

EN 1990 (2002), por sua vez, considera a combinação frequente de seu código para as análises no Estado Limite de Serviço, dada pela Equação (34):

$$F_{d,ser} = F_g + 0,2 * F_{vento} + 0,3 * F_q \quad \text{EN 1991 (2005)} \quad (34)$$

## 7.3 RESULTADOS E ANÁLISES

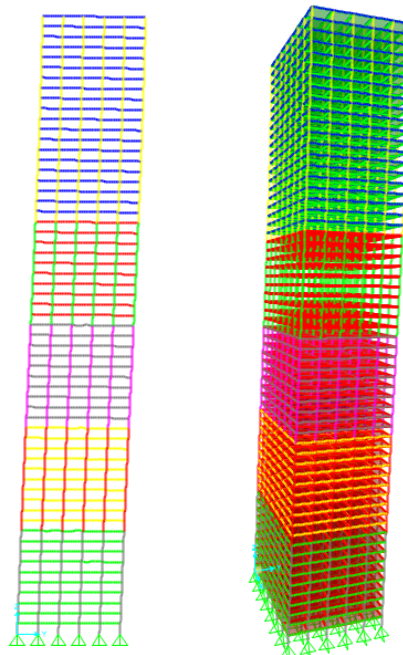
Para a obtenção dos resultados, foram feitas análises de segunda ordem considerando o efeito de segunda ordem na estrutura, calculado pelo método P- $\Delta$  por meio do SAP2000®.

### 7.3.1 DESLOCAMENTO MÁXIMO

Com a estrutura carregada, a análise foi realizada, considerando que as lajes dos pavimentos se comportam como diafragmas rígidos.

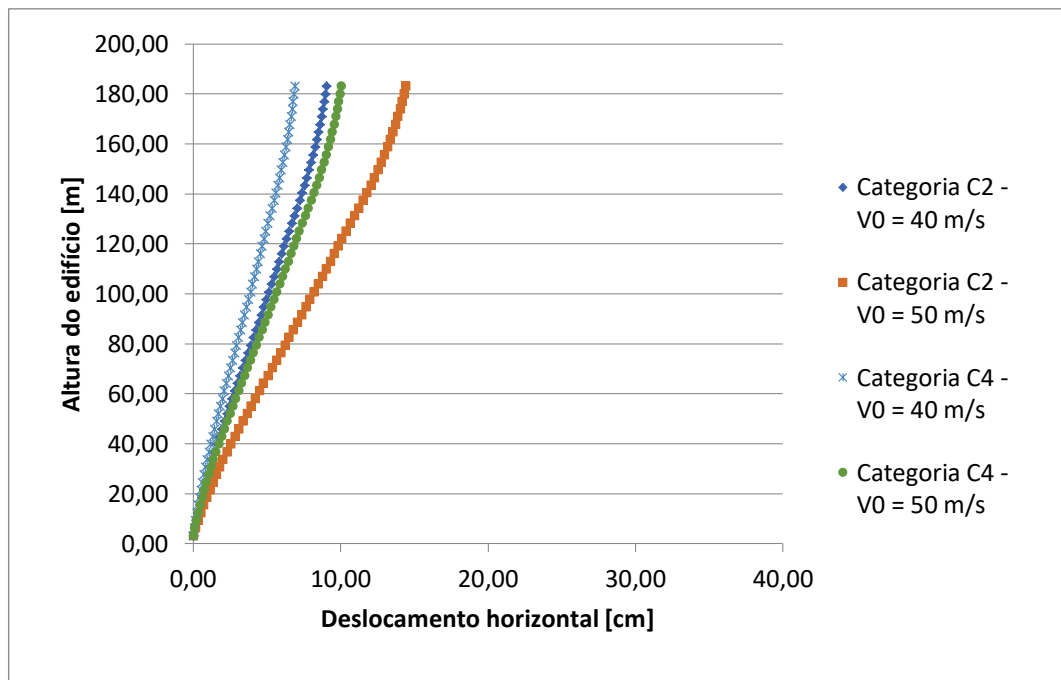
Um esquema geral da estrutura deformada é mostrado na Figura 25. O gráfico da Figura 26 mostra os deslocamentos horizontais obtidos em cada andar considerando a combinação frequente da ABNT NBR 6118 (2014). A Figura 27 mostra os deslocamentos horizontais obtidos em cada andar referente à combinação da norma ASCE 7 (2016). Já para a norma EN 1991 (2005), os deslocamentos obtidos em cada andar são apresentados no gráfico da Figura 28.

Figura 25 - Deformada da estrutura decorrente da ação do vento



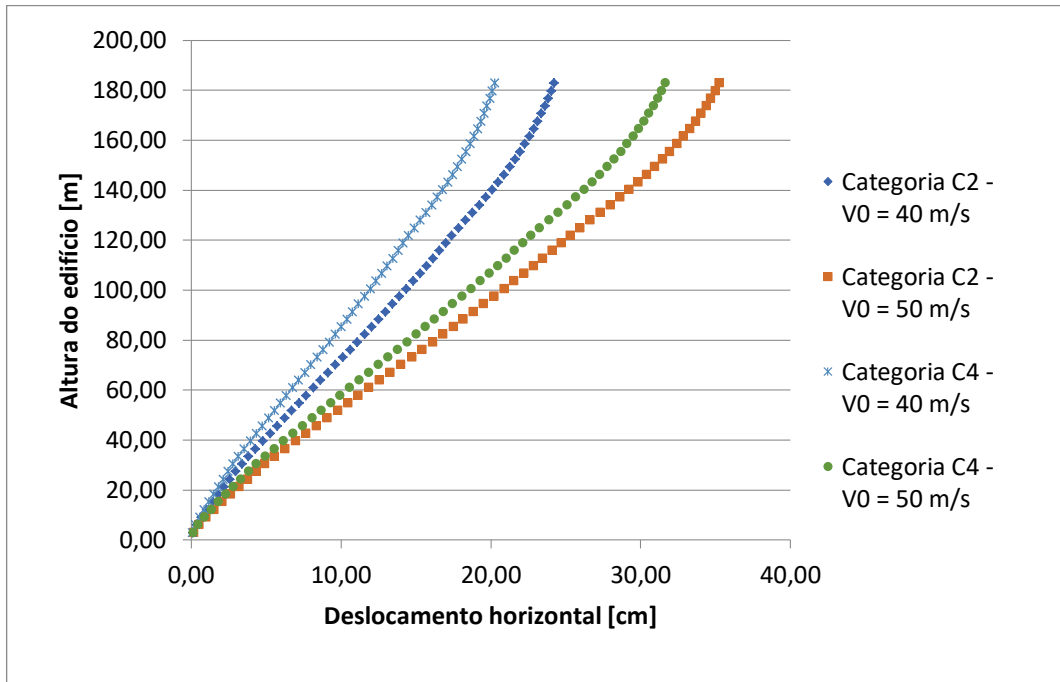
Fonte: do autor.

Figura 26 - Deslocamento lateral ao longo do edifício considerando ação do vento calculada pela ABNT NBR 6123 (1988)



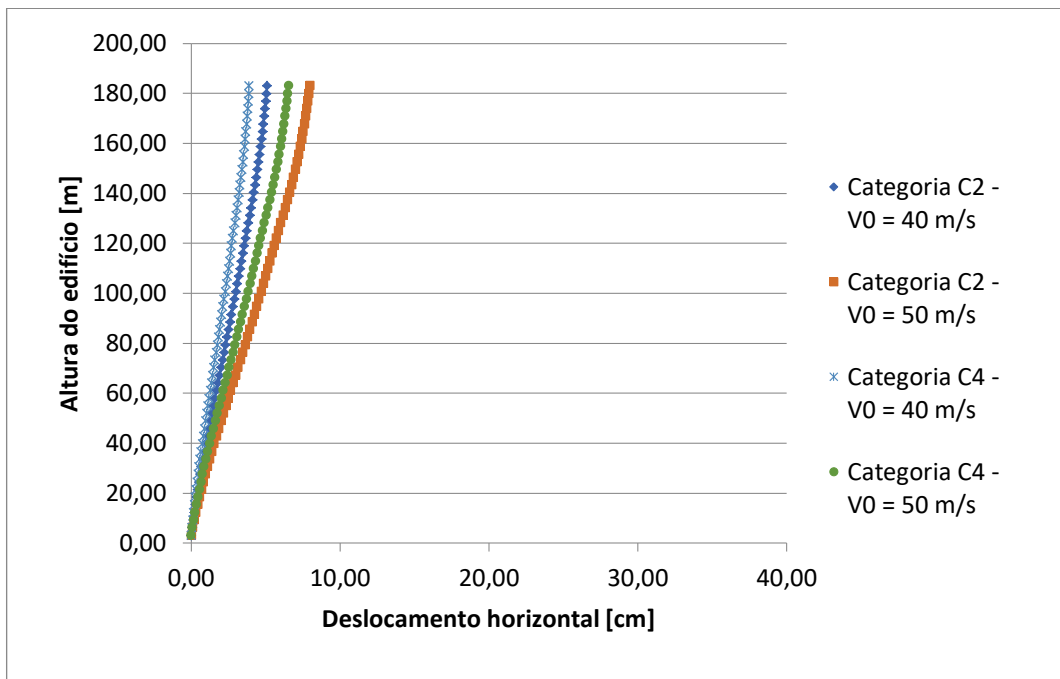
Fonte: do autor.

**Figura 27 - Deslocamento lateral ao longo do edifício considerando ação do vento calculada pela ASCE 7 (2016)**



Fonte: do autor.

**Figura 28 - Deslocamento lateral ao longo do edifício considerando ação do vento calculada pela EN 1991 (2005)**



Fonte: do autor.

As diferenças existentes na consideração das ações na combinação para o Estado Limite de Serviço de cada norma se refletem nos valores de deslocamento obtidos. Notou-se que os valores de deslocamentos obtidos considerando a combinação dada por ASCE 7 (2016) são consideravelmente maiores que os obtidos através das combinações existentes nas normas ABNT NBR 6118 (2014) e EN 1991 (2005).

A Tabela 15 apresenta os valores máximos de deslocamento do edifício CAARC, para cada norma, categoria de rugosidade e velocidade do vento considerados. Estes valores foram comparados com os valores de deslocamento limite de cada norma. ABNT NBR 6118 (2014) considera, para critérios de conforto, que o deslocamento no topo do edifício não deve ser superior a  $H/1700$ , sendo  $H$  a altura total do edifício. Já a norma americana ASCE 7 (2016) leva em conta um limite máximo de  $H/500$  em suas verificações. Os valores em parêntesis mostram a razão entre o valor de deslocamento encontrado e seu respectivo limite.

Esta grande diferença na adoção dos limites está ligada ao fato de a norma brasileira considerar apenas 30% da força do vento na combinação utilizada para o cálculo dos deslocamentos, enquanto que a americana considera a ação integral do vento, obtendo assim, deslocamentos maiores, como visto anteriormente. EN 1991 (2005) não estipula limitações para o deslocamento máximo das estruturas.

**Tabela 15 - Deslocamentos no topo do edifício CAARC para diferentes normas.**

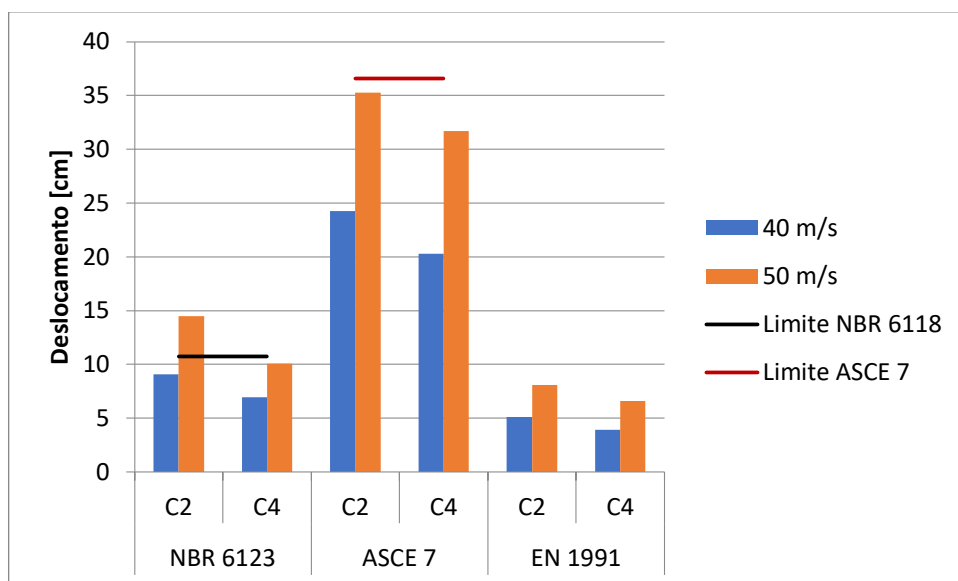
		40 m/s	50 m/s	Limite
NBR 6118 NBR 6123	Categoria C2	9,07 cm (84,31%)	14,46 cm (134,42%)	10,76 cm $H/1700$
	Categoria C4	6,92 cm (64,33%)	10,09 cm (93,79%)	
ASCE 7	Categoria C2	24,23 cm (66,25%)	35,28 cm (96,46%)	36,58 cm $H/500$
	Categoria C4	20,27 cm (55,42%)	31,69 cm (86,64%)	
EN 1991 (Eurocode 1)	Categoria C2	5,1	8,10	Não há
	Categoria C4	3,91	6,59	

Fonte: do autor.



No gráfico da Figura 29, notou-se que em nenhum dos casos analisados o deslocamento máximo foi superior ao limite permitido pela norma americana. Por outro lado, adotando a norma brasileira para o projeto do edifício, o caso em que foi considerada categoria C2 de rugosidade e velocidade básica do vento de 50 m/s ultrapassou o valor limite de deslocamento permitido por ela.

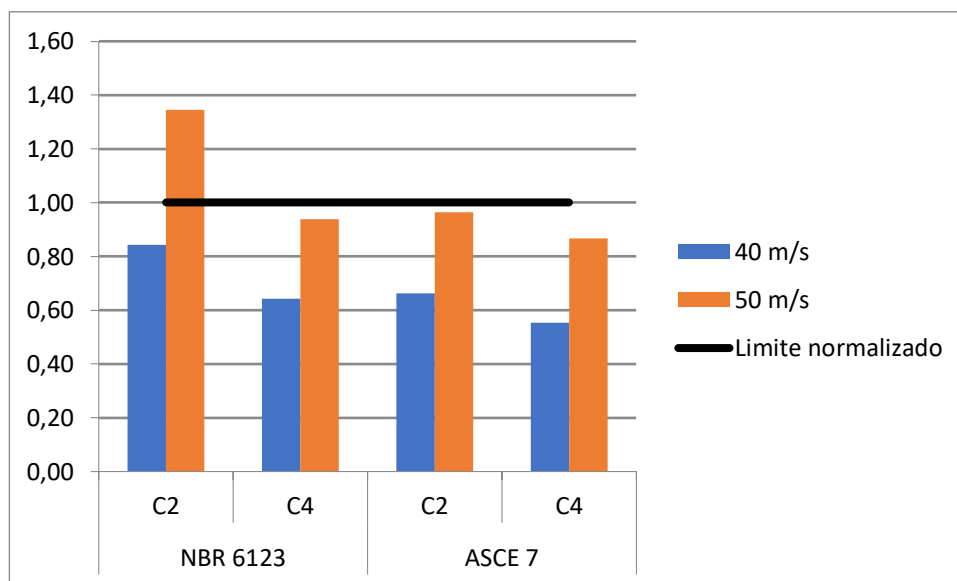
**Figura 29 - Deslocamentos no topo do edifício CAARC para diferentes códigos de normas**



Fonte: do autor

Na Tabela 15 é dada a relação entre os deslocamentos obtidos e o deslocamento limite para cada norma. Por exemplo, para a categoria C2 de rugosidade e velocidade básica do vento de 40 m/s, tem-se que o deslocamento obtido pela ABNT NBR 6118 corresponde a 84,31% do seu valor limite, enquanto que para a norma ASCE 7 (2016), tal relação é de 66,25%. O mesmo acontece para os outros casos. O gráfico da Figura 30 mostra estes valores, considerando os limites iguais a unidade (100%), e a relação entre os deslocamentos e seus limites.

**Figura 30 – Razões entre deslocamentos máximos e seus limites**



Fonte: do autor

Tendo isso em vista, notou-se que a norma a brasileira, mesmo tendo valores menores de deslocamento em suas análises, mostrou-se mais rigorosa que a americana para a análise do deslocamento máximo lateral, obtendo valores de deslocamento que chegam a aproximadamente 130% do valor limite, para a categoria C2 e vento de 50 m/s. Já o limite mais flexível da ASCE 7 (2016) permitiu a consideração de ventos de 50 m/s para a combinação mais crítica.

A norma EN 1991 (2005) não define um limite máximo para o deslocamento, tornando inviável a análise comparativa desta norma com as outras. Porém, pela proximidade de cálculo com a norma brasileira, notou-se que esta norma também se mostrou menos conservadora em comparação à brasileira.

### **7.3.2 DESLOCAMENTO MÁXIMO ENTRE PAVIMENTOS**

Outro critério utilizado nas verificações de conforto em edifícios altos foi o valor do deslocamento relativo entre um pavimento e o pavimento imediatamente superior. A limitação do deslocamento relativo entre pavimentos é considerada uma das principais verificações feitas na análise da ação do vento em edifícios altos.

A Tabela 16 mostra os valores máximos obtidos para o deslocamento relativo entre pavimentos, para cada caso analisado. A norma ABNT NBR 6118 (2014) define que o deslocamento relativo não deve ser superior a  $H_i/850$ , sendo  $H_i$  a distância entre

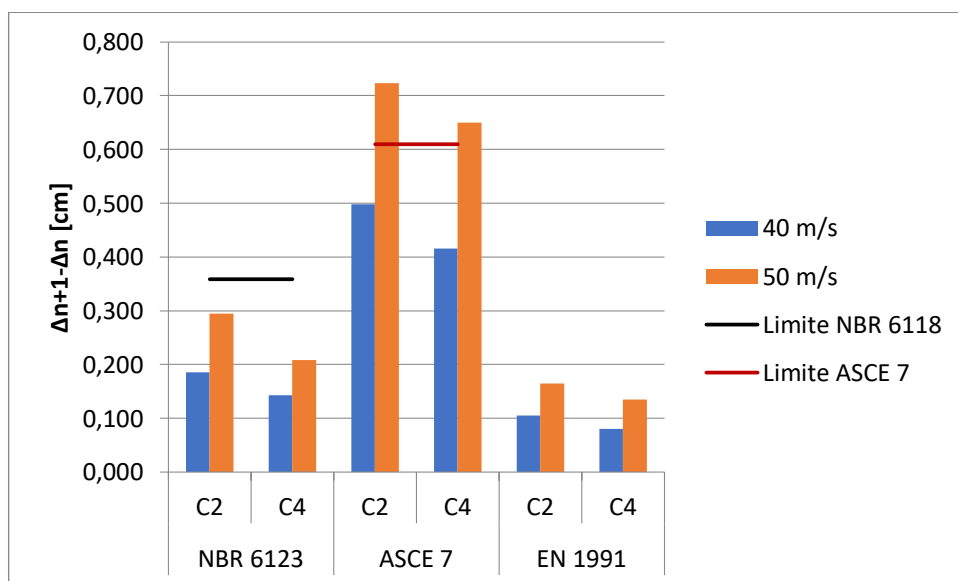
pavimentos. Para a norma ASCE 7 (2016), este limite pode ser considerado entre  $H_i/400$  e  $H_i/600$ , dependendo do tipo da estrutura. Além disso, faz-se necessário limitar o deslocamento entre pavimentos em 10 mm para evitar danos ao revestimento e vidraçarias presentes no edifício. Para edifícios altos, foi considerado, para esta norma, um limite de  $H_i/500$ , como sugerido por Taranath (2010).

**Tabela 16 - Deslocamento relativo máximo entre pavimentos no edifício CAARC**

		40 m/s	50 m/s	Limite
NBR 6118 NBR 6123	Categoria C2	0,185 cm (51,59%)	0,295 cm (82,27%)	0,36
	Categoria C4	0,143 cm (39,88%)	0,208 cm (58,01%)	$H_i/850$
ASCE 7	Categoria C2	0,498 cm (81,69%)	0,72 cm (118,60%)	0,61
	Categoria C4	0,416 cm (68,24%)	0,65 cm (106,63%)	$H_i/500$
EN 1991 (Eurocode 1)	Categoria C2	0,105 cm	0,165 cm	Não há
	Categoria C4	0,080 cm	0,135 cm	

Fonte: do autor.

**Figura 31 – Deslocamentos relativo máximo do edifício CAARC para diferentes códigos de normas**

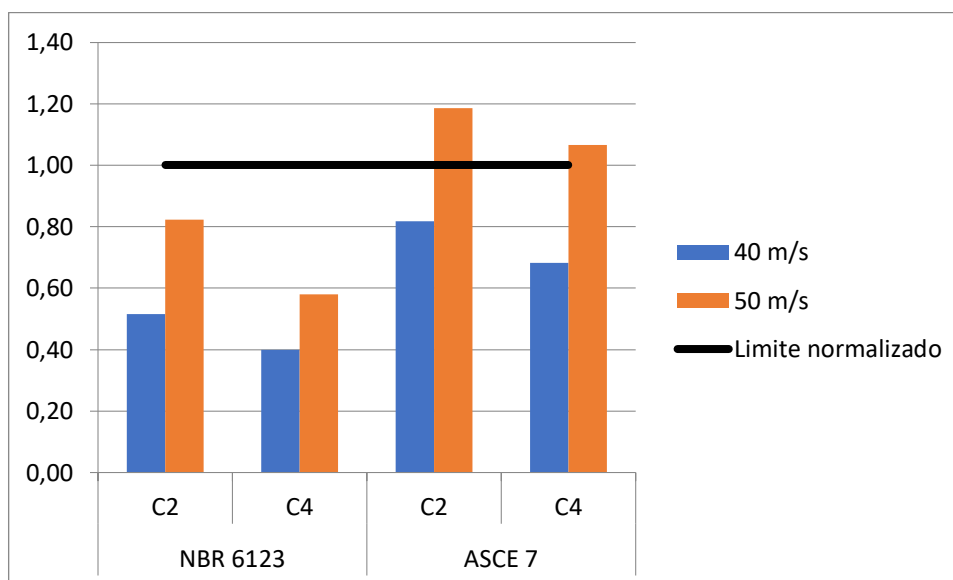


Fonte: do autor.

Nota-se que, se tratando dos deslocamentos relativos, a norma ASCE 7 (2016) apresentou valores mais críticos que os da ABNT NBR 6118 (2014), chegando a 81,69% do valor limite para o deslocamento obtido considerando categoria C2 de rugosidade e velocidade do vento de 40 m/s, contra 51,59% do valor limite para a norma ABNT NBR 6118 (2014), para o mesmo caso, como pode-se ver na Figura 31

Considerando a velocidade do vento a 50 m/s, em ambas as categorias de rugosidade os deslocamentos obtidos considerando a norma americana ultrapassam o valor permitido por ela, mostrando que o edifício não atende aos critérios de serviço para estes casos. Já para a norma brasileira, todos os deslocamentos obtidos se mantiveram abaixo da linha limitante, conforme mostra o gráfico da Figura 32

**Figura 32 – Razões entre deslocamentos relativos entre pavimentos e seus limites**



Fonte: do autor.

.EN 1991 (2005) novamente não apresenta um valor limitante para o deslocamento relativo. Porém apresenta valores mais baixos que os da ABNT NBR 6118 (2014) em razão da consideração de 20% da ação do vento em sua combinação de ação, enquanto que o valor considerado pela norma brasileira é de 30%.

### 7.3.3 ACELERAÇÃO MÁXIMA

A Tabela 17 e o gráfico da Figura 33 apresentam os valores da amplitude máxima da aceleração no topo do edifício CAARC, para cada modelo considerado, calculada de acordo com a Equação (23), retirada do modelo discreto de resposta dinâmica da ABNT NBR 6123 (1988).

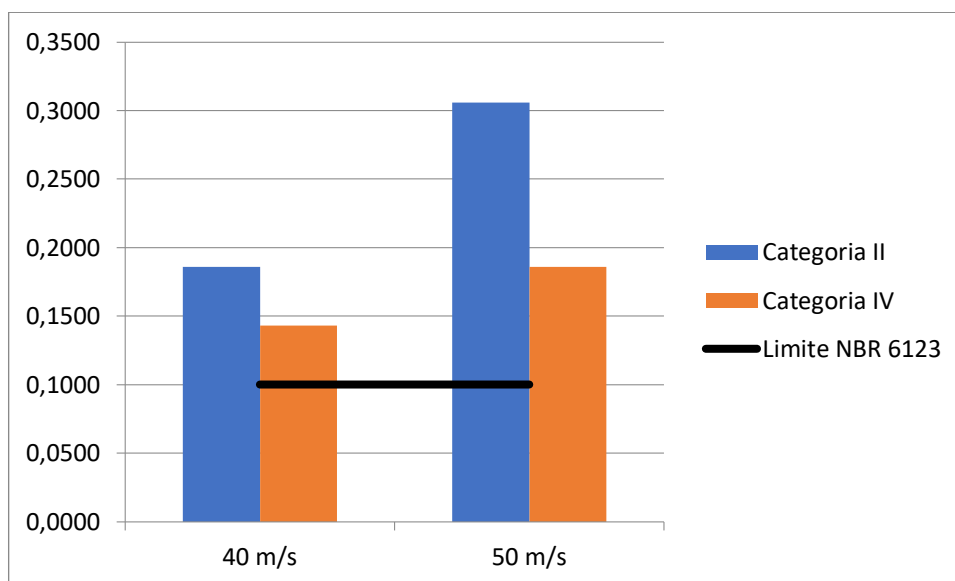
**Tabela 17 - Aceleração máxima no topo do edifício CAARC**

	40 m/s	50 m/s	Aceleração limite
Categoria C2	0,186 m/s <sup>2</sup>	0,306 m/s <sup>2</sup>	0,1 m/s <sup>2</sup>
Categoria C4	0,143 m/s <sup>2</sup>	0,186 m/s <sup>2</sup>	

Fonte: do autor.

A aceleração é um dos critérios mais utilizados na análise e verificação do conforto. A ABNT NBR 6123 (1988) afirma que a verificação para a aceleração deve ser feita considerando a parcela flutuante da ação do vento. Porém não há instrução adequada mostrando se a parcela flutuante deve ser aplicada isoladamente e em seu valor integral, ou se deve ser considerada dentro da combinação do Estado Limite de Serviço. Nos cálculos deste trabalho, a parcela flutuante foi aplicada isoladamente, com seu valor integral. O gráfico da Figura 33 mostra os valores obtidos para a aceleração.

**Figura 33 - Aceleração máxima no topo do edifício CAARC calculada pela NBR 6123**



Fonte: do autor.

Além disso, a ABNT NBR 6123 (1988) apresenta como indicação geral o limite máximo de  $0,1 \text{ m/s}^2$ . Taranath (2010) afirmou que quando a amplitude da aceleração atinge valores entre  $0,05$  e  $0,15 \text{ m/s}^2$ , a movimentação do prédio começa a ser perceptível para a maioria das pessoas. Sendo assim, ele sugeriu em seu estudo uma limitação que varia entre  $0,1 \text{ m/s}^2$  e  $0,3 \text{ m/s}^2$ , sendo os valores menores considerados para edifícios com ocupação residencial, e os valores maiores para edifícios com ocupação comercial. Isyumov et al. (1992) sugeriu limite na ordem de  $0,15 \text{ m/s}^2$ .

Considerando essas informações e tendo em vista os resultados obtidos, notou-se que o limite da norma não foi atendido para nenhum dos casos analisados. Considerando que a aceleração varia conforme a altura do edifício, usualmente os pavimentos com maior altura são destinados à ocupação comercial, por apresentarem valores maiores de aceleração. De acordo com o limite dito por Taranath (2010), a aceleração do edifício estaria atendida para este tipo de ocupação.

Para analisar a influência da velocidade do vento e da categoria de rugosidade do terreno nos valores da aceleração, foi feita a Tabela 18, que mostra a razão entre os valores de aceleração e menor valor obtido (Categoria C2 e  $40 \text{ m/s}$ ).

**Tabela 18 - Razão entre acelerações**

	40 m/s	50 m/s
Categoria C2	1,00	1,65
Categoria C4	0,77	1,00

Fonte: do autor.

Houve um aumento considerável na aceleração máxima do edifício ao aumentar a velocidade básica do vento de  $40 \text{ m/s}$  para  $50 \text{ m/s}$ . Para a categoria C2 de rugosidade, este aumento chegou a 65%, enquanto que para a categoria C4, o aumento foi de 23%.

A norma brasileira apresenta cálculo somente para a aceleração considerada na direção do vento. Weerasuriya e Jayashinghe (2014) fizeram uma análise considerando a norma australiana e neozelandesa, que apresenta modelo de cálculo para as acelerações nas direções paralela e perpendicular ao vento, considerando um intervalo de recorrência de 5 anos.

### 7.3.4 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

A análise da estabilidade global da estrutura foi realizada por meio do coeficiente  $\Upsilon_z$ , considerando a não-linearidade física de maneira aproximada.

O coeficiente  $\Upsilon_z$  foi calculado considerando os deslocamentos obtidos e as ações verticais calculadas. Para o cálculo, a ação do vento foi considerada como acidental secundária, obtendo assim a situação mais desfavorável na combinação de esforços referente ao ELU.

Analisando os resultados apresentados na Tabela 19, nota-se que os valores obtidos, referente a cada velocidade básica do vento e categoria de rugosidade do terreno, praticamente se igualam, sendo inferiores ao máximo permitido pela ABNT NBR 6118 (2014). Isso significa que o edifício considerado atende aos critérios de estabilidade global definidos pela norma brasileira de acordo com o cálculo do coeficiente  $\Upsilon_z$ .

**Tabela 19 - Valores de  $\Upsilon_z$  para cada modelo analisado**

	40 m/s	50 m/s
Categoria II	1,145	1,145
Categoria IV	1,145	1,145

Fonte: do autor

## 7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A determinação dos deslocamentos máximos, relativos, e da aceleração possibilitou a análise da eficiência das normas brasileiras no projeto de um edifício alto quando comparada com as normas americana e europeia. Viu-se que a norma brasileira considera apenas 30% da carga do vento nas análises para o Estado Limite de Serviço, enquanto que a norma americana considera a ação em sua totalidade. Essa diferença também aparece nos limites máximos impostos pelas normas. A norma americana permitiu maiores deslocamentos máximos, porém foi mais rigorosa na consideração dos deslocamentos relativos entre pavimentos, em comparação com a brasileira.

Na análise da estabilidade global, viu-se que a velocidade do vento e a categoria de rugosidade do terreno não influenciaram no resultado do coeficiente  $\Upsilon_z$ , que retornou valores praticamente iguais para todos os casos. No Capítulo 8 será feita uma análise mais completa para avaliar a eficiência deste coeficiente, em que serão estudados três modelos de contraventamento lateral da estrutura para o edifício CAARC.

# 8 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO APLICADOS EM UM EDIFÍCIO ALTO

Para avaliar o desempenho dos sistemas de contraventamento em um edifício alto, três modelos foram desenvolvidos e analisados utilizando o edifício padrão CAARC, com características apresentadas na metodologia deste trabalho.

- Modelo 1 – Pórtico rígido;
- Modelo 2 – Pilares-parede;
- Modelo 3 – Pórticos treliçados.

Em cada modelo, a estrutura foi dimensionada de modo que o valor do deslocamento lateral no topo do edifício fosse próximo ao valor máximo permitido pela norma ABNT NBR 6118 (2014), possibilitando assim a comparação entre os modelos estudados.

## 8.1 AÇÕES ATUANTES

### 8.1.1 AÇÃO VERTICAL

Além do peso próprio da estrutura, foi considerada uma ação acidental na laje de 2 kN/m<sup>2</sup> em todos os pavimentos do edifício. Além disso, para todos os modelos, foi considerada uma laje de 20 cm para cálculo de seu peso próprio. Vale ressaltar que o dimensionamento da laje não faz parte do escopo deste trabalho.

### 8.1.2 AÇÃO HORIZONTAL

A ação do vento considerada foi calculada conforme o modelo discreto de resposta dinâmica longitudinal, explanado no item 3.2.3 deste trabalho, e foi aplicada na fachada de menor dimensão (0°) e de maior dimensão (90°). Foi considerada para as análises velocidade básica do vento de 40 m/s, em um terreno de Categoria II de rugosidade. As



características utilizadas para o cálculo da pressão de obstrução do vento se encontram na Tabela 20, para vento atuando a 0° e 90°.

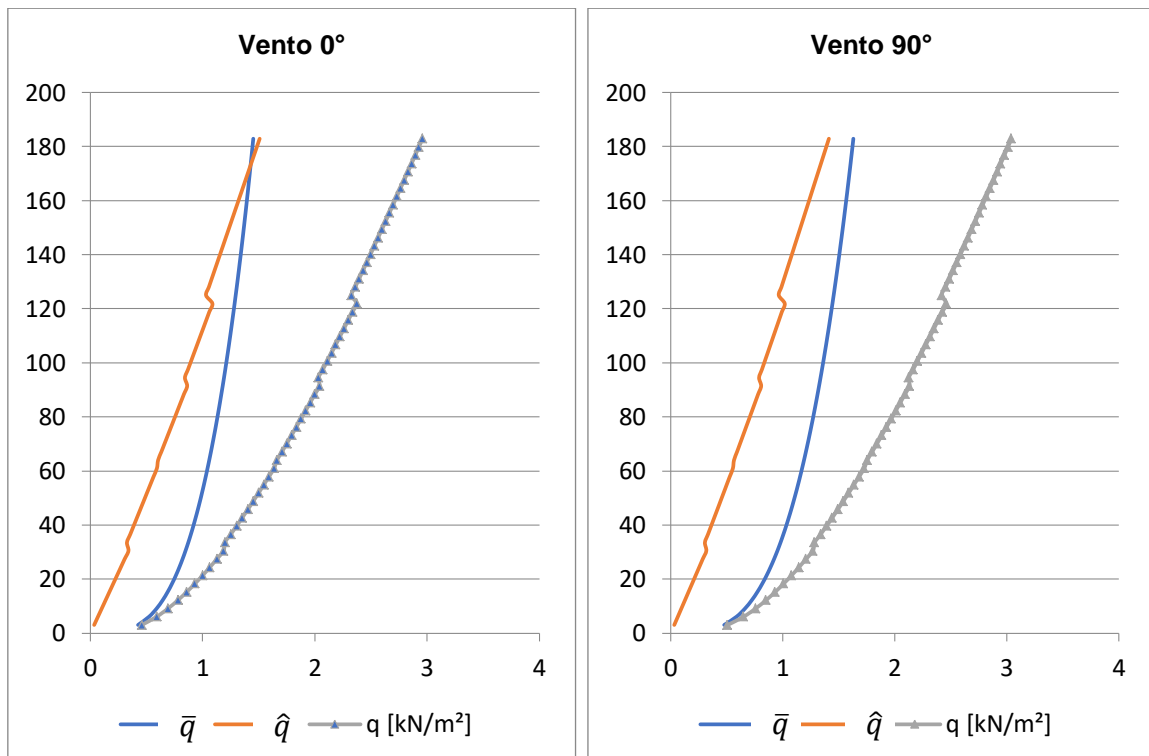
**Tabela 20 - Características da ação do vento.**

Vento 0°				Vento 90°			
$V_0$ [m/s]	40	H [m]	182,88	$V_0$ [m/s]	40	H [m]	182,88
$V_p$ [m/s]	27,6	$l_1$ [m]	45,72	$V_p$ [m/s]	27,6	$l_1$ [m]	45,72
$q_0$	466,95888	f (Hz)	0,188	$q_0$	466,95888	f (Hz)	0,192
$p$	0,15	$\xi$	1,0	$p$	0,15	$\xi$	1,2
$b$	1,00	$F_H$ [N]	9467086,76	$b$	1,00	$F_H$ [N]	13290333,33
$C_{ai}$	1,30			$C_{ai}$	1,46		

Fonte: do autor

A Figura 34 mostra os valores dos carregamentos de vento aplicados a 0° e 90°, respectivamente, sendo  $\bar{q}$  e  $\hat{q}$  as pressões do vento referente à parcela média e flutuante, respectivamente. Estes valores podem ser vistos também na Tabela B.1 e na Tabela B.2 do Apêndice B.

**Figura 34 – Pressão do vento**



Fonte: do autor

## 8.2 COMBINAÇÃO DE AÇÃO

- **Combinação última (ELU)**

Para o cálculo da índice de estabilidade global do edifício  $\gamma_z$ , foi utilizada a combinação para o estado limite ultimo dada pela ABNT NBR 6118 (2014), admitindo o vento como carga acidental secundária ( $F_{q2k}$ ) como demonstrado na Equação (35), sendo  $F_g$  a carga permanente e  $F_{q1k}$  a carga acidental principal.

$$F_{d,ult} = 1,4 * F_g + 1,4 * F_{q1k} + 0,6 * 1,4 * F_{q2k} \quad (35)$$

Para determinação dos esforços na base do edifício, e para classificação do edifício quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, foi utilizada a combinação considerando o vento como carga acidental principal ( $F_{q1k}$ ), e carga acidental na laje como secundária ( $F_{q2k}$ ), como mostra a Equação (36).

$$F_{d,ult} = 1,4 * F_g + 1,4 * F_{q1k} + 0,7 * F_{q2k} \quad (36)$$

- **Combinação de serviço (ELS):**

Para a verificação dos deslocamentos máximos na estrutura, foi considerada a combinação frequente, de acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2014), sendo o vento ação acidental principal, como mostra a Equação (37), em que  $F_g$  é ação permanente direta e  $F_{vento}$  é ação do vento, e  $F_{q2k}$  é a carga acidental secundária.

$$F_{d,ser} = F_g + 0,3 * F_{vento} + 0,3F_{q2k} \quad (37)$$

## 8.3 MODELAGEM DA ESTRUTURA

Os modelos foram desenhados e analisados no software SAP2000®. A modelagem se deu conforme procedimento descrito na metodologia deste trabalho. A não-linearidade física dos materiais foi considerada de maneira aproximada a conforme as Equações (28) e (29) dadas no item 4.3. A não-linearidade geométrica foi considerada a partir do efeito P-Δ na estrutura.

Para as análises, considera-se “Linear” como as análises considerando a não-linearidade física dos materiais, porém sem considerar os efeitos de segunda ordem (não-linearidade geométrica), e “Não Linear” como as análises análise considerando a não linearidade física e geométrica dos materiais.

#### **8.4 MODELO 1 - CONTRAVENTAMENTO POR PÓRTICOS RÍGIDOS**

O Modelo 1 apresenta sistema estrutural de pórticos rígidos capazes de resistir às ações atuantes no edifício. A Tabela 21 apresenta as dimensões das seções utilizadas para atingir o deslocamento máximo desejado. A Figura 35 mostra a planta de forma do edifício, e a Figura 36 a vista em 3D do Modelo 1.

O edifício com dimensões apresentadas na Tabela 13, utilizado nas análises do Capítulo 7, e também no estudo de Yeo (2010) foi o ponto de partida na determinação das seções das vigas e pilares. Para esta edificação, o deslocamento máximo obtido, considerando a ação do vento incidindo à 0°, com velocidade básica de 40 m/s, e categoria C2 de rugosidade, foi de 9,07 cm, como mostrado na Tabela 15.

Como proposto para estas análises, o valor do deslocamento no topo do edifício, para o Estado Limite de Serviço, deve ser próximo ao máximo permitido por norma, que é igual a 10,76 cm, valor este determinado a partir do limite apresentado pela ABNT NBR 6118 (2014), de  $H/1700$ . Nota-se que valor de 9,07 cm, obtido para a edificação inicial, é inferior ao desejado para as análises deste capítulo. Dessa forma, novas análises foram realizadas, considerando seções mais esbeltas, até que fosse encontrado um valor de deslocamento no topo próximo ao desejado.

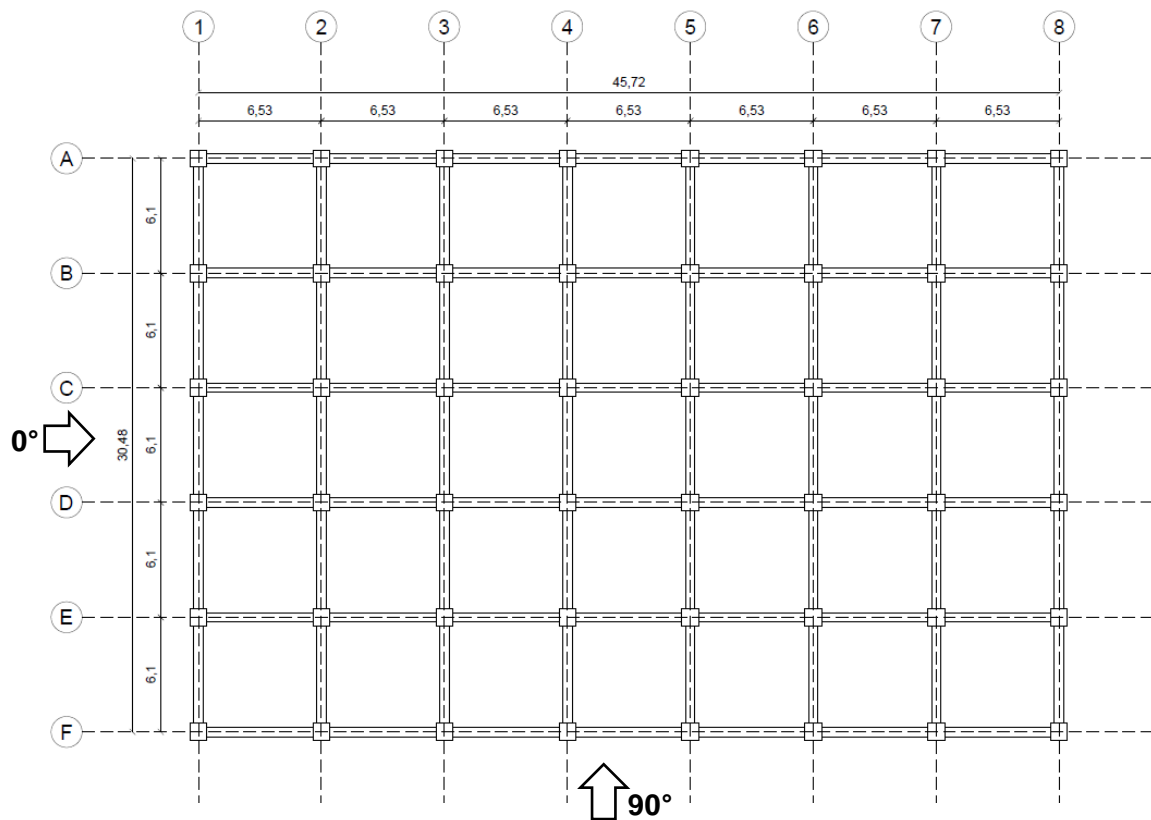
Para cada nova análise, reduziu-se inicialmente o tamanho das vigas, e posteriormente dos pilares, até encontrar um valor de deslocamento próximo ao desejado. Os valores de resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) foram mantidos iguais aos da análise inicial. A seção dos elementos foi reduzida considerando um pré-dimensionamento de modo a resistir aos esforços locais do elemento.

Tabela 21 - Dimensões das seções das vigas e pilares do Modelo 1

Elemento	Pavimento	Seção [mm x mm]	$f_{ck}$ [MPa]
Pilares	51° ~ 60°	700 x 700	60
	41° ~ 50°	700 x 700	60
	31° ~ 40°	800 x 800	80
	21° ~ 30°	850 x 850	80
	11° ~ 20°	900 x 900	80
	1° ~ 10°	1100 x 1100	80
Vigas	51° ~ 60°	400 x 700	60
	41° ~ 50°	400 x 700	60
	31° ~ 40°	500 x 700	80
	21° ~ 30°	500 x 700	80
	11° ~ 20°	500 x 700	80
	1° ~ 10°	500 x 700	80

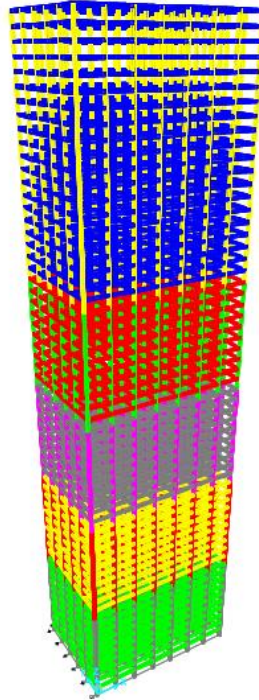
Fonte: do autor.

Figura 35 - Planta de forma do Edifício CAARC – Modelo 1



Fonte: do autor.

**Figura 36 – Vista em 3D do Modelo 1 (Pórticos)**



Fonte: do autor.

#### **8.4.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)**

Para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  de estabilidade global, foram determinadas as ações verticais totais em cada pavimento, que podem ser vistas na Tabela B.1 do Apêndice B.

Para a ação do vento atuando a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , tem-se o coeficiente  $\gamma_z$  dado pelas Equações (38) e (39), respectivamente. Os deslocamentos foram calculados a partir de uma análise linear da ação do vento.

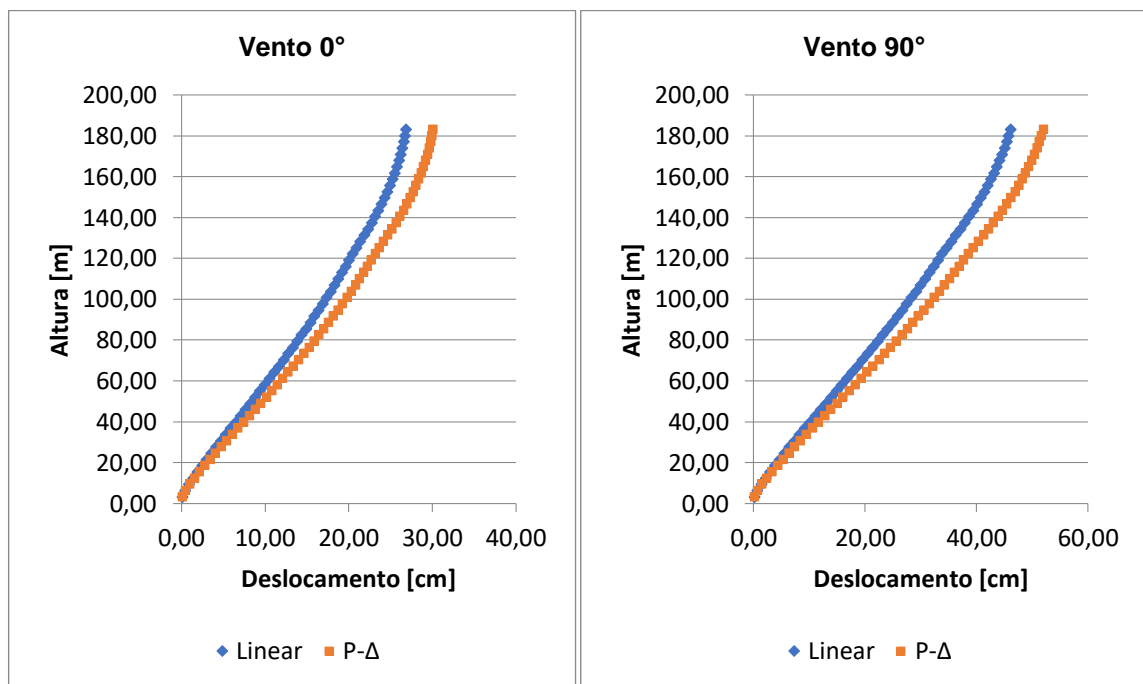
$$\gamma_{z,0} = \frac{1}{1 - \frac{176254,85}{1199494,25}} = 1,17 \quad (38)$$

$$\gamma_{z,90} = \frac{1}{1 - \frac{212832,1}{1868030,13}} = 1,184 \quad (39)$$

Os valores obtidos classificam a estrutura como de nós móveis, refletindo a necessidade de uma análise dos efeitos de segunda ordem. Dessa forma, utilizando o SAP2000® em sua versão 20, foi realizada uma análise não-linear considerando o efeito p-delta na estrutura. A Tabela B.2 e a Tabela B.3 (Apêndice B) mostram os resultados obtidos para os deslocamentos em cada pavimento, considerando a combinação de ação para o estado limite último, e análise linear e não-linear (P- $\Delta$ ), para cada direção do vento. A Figura 37 mostra os valores dos deslocamentos na forma de gráfico, para vento atuando a 0° e 90°, respectivamente.

De acordo com a classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais proposta pela ABNT NBR 8800 (2008), a estrutura é classificada como de média deslocabilidade, pois a relação entre os deslocamentos obtidos na análise de 2ª e 1ª ordem ( $\Delta_2/\Delta_1$ ) é superior a 1,1 e inferior a 1,4.

**Figura 37 – Deslocamento horizontal por pavimento para vento atuando a 0° (Modelo 1 – ELU).**



Fonte: do autor

Sendo assim, foi considerada a análise não linear (P- $\Delta$ ) para determinação dos esforços totais na estrutura e para determinação dos deslocamentos e acelerações nas combinações de serviço (ELS). A Tabela 22 mostra os valores dos esforços totais na base do edifício contraventado por pórticos (Modelo 1).

**Tabela 22 – Esforços totais na base da estrutura (Modelo 1 – ELU)**

Caso	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kN.m]	$M_y$ [kN.m]	$M_z$ [kN.m]
ELU-0°	$-1,514 \times 10^4$	$9,10 \times 10^{-13}$	$1,28 \times 10^6$	$19,52 \times 10^6$	$-31,18 \times 10^6$	$23,08 \times 10^4$
ELU-90°	$4,72 \times 10^{-7}$	$-2,373 \times 10^4$	$1,28 \times 10^6$	$22,49 \times 10^6$	$-29,29 \times 10^6$	$-54,25 \times 10^4$

Fonte: do autor

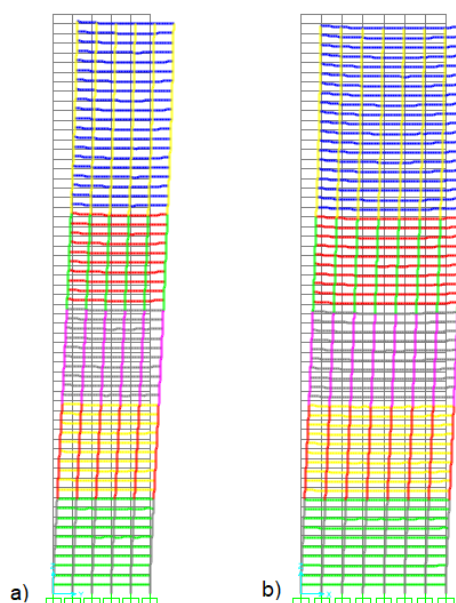
#### 8.4.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Para verificação no estado limite de serviço, foi utilizada a combinação frequente de ações, considerando a ação do vento como principal e a ação accidental na laje como secundária. A estrutura foi pré-dimensionada de forma a obter um valor de deslocamento próximo ao valor limite permitido pela ABNT NBR 6123 (1988).

A Figura 38 mostra a estrutura deformada para os casos analisados. A Figura 39 mostra o deslocamento em cada pavimento para vento atuando a 0° e a 90°. Estes valores podem ser vistos com mais detalhes na Tabela B.6 do Apêndice B.

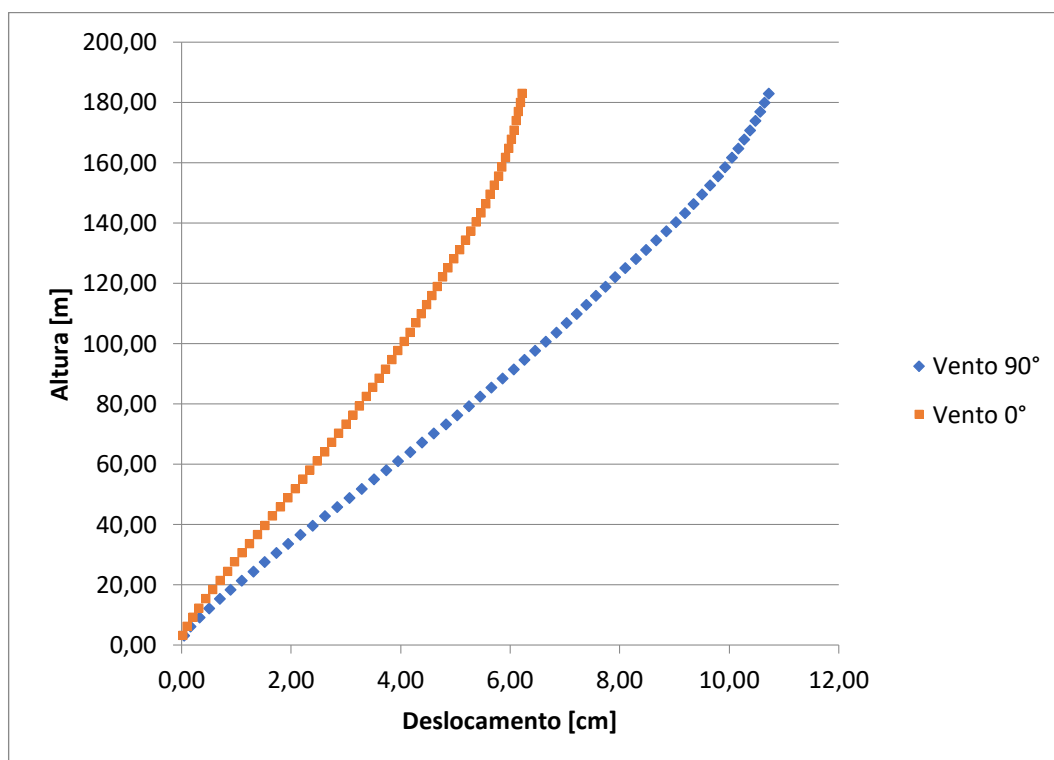
A Tabela 23 apresenta os valores máximos dos deslocamentos no topo do edifício, entre pavimentos e aceleração.

**Figura 38 – Estrutura deformada do Modelo 1 para combinação frequente: a) Vento a 90°; b) Vento a 0°.**



Fonte: do autor

**Figura 39 – Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 1- ELS)**



Fonte: do autor.

**Tabela 23 – Deslocamentos máximos e aceleração máxima (Modelo 1 – ELS)**

	Vento 0°	Vento 90°	Limite
Deslocamento máximo ( $\delta_{max}$ )	6,23 cm	10,73 cm	H/1700 10,76 cm
Deslocamento relativo máximo ( $\delta_{max,rel}$ )	0,14 cm (13º andar)	0,23cm (14º andar)	H <sub>i</sub> /850 0,36 cm
Aceleração máxima ( $\alpha$ )	0,14 m/s <sup>2</sup>	0,22 m/s <sup>2</sup>	0,1 m/s <sup>2</sup>

Fonte: do autor

Nota-se que o deslocamento obtido pela ação do vento a 90° possui valor próximo ao valor limite da norma ABNT NBR 6118 (2014), como desejado inicialmente para a análise. Além disso, o deslocamento máximo relativo entre pavimentos obtido é de 0,21cm, valor inferior ao máximo permitido pela mesma norma.

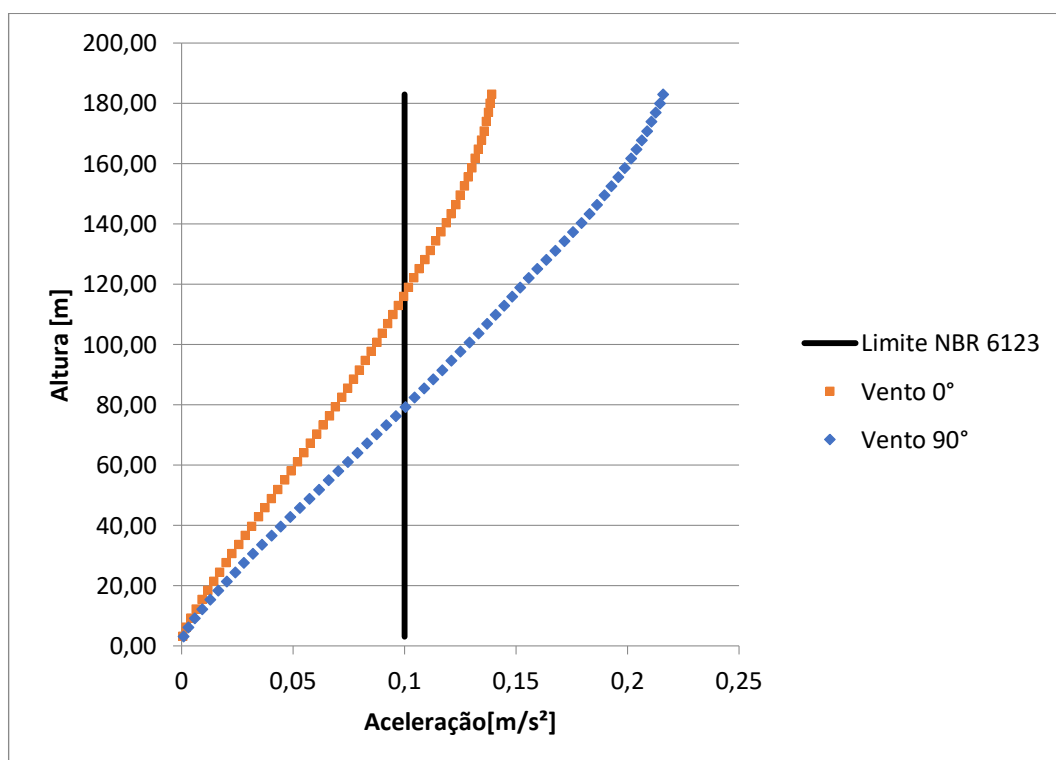


A análise da aceleração máxima foi realizada conforme critérios estabelecidos na ABNT NBR 6123 (1988), na qual apenas a parcela flutuante da ação total do vento é considerada no cálculo. Nota-se que os valores máximos obtidos são superiores ao valor limite de  $0,1 \text{ m/s}^2$  imposto pela ABNT NBR 6123 (1988).

Nota-se, entretanto, que nos pavimentos inferiores do edifício, os valores de aceleração são mais baixos, estando dentro do permitido pela norma. Isto acontece até a altura de aproximadamente 120 metros, para o caso considerando o vento a  $0^\circ$ , e 80 metros, para o vento atuando a  $90^\circ$ , como mostra a Figura 40.

Taranath (2010) afirma que o limite da aceleração pode variar entre  $0,10$  e  $0,30 \text{ m/s}^2$ , dependendo da ocupação do edifício. Valores mais altos podem ser adotados em ocupações comerciais, enquanto que os mais baixos, em ocupações residenciais. A partir deste critério, o edifício estaria verificado se considerar que os pavimentos superiores serão destinados a uso comercial, por possuírem valores maiores de aceleração.

**Figura 40 - Aceleração ao longo do edifício - Modelo 1**



Fonte: do autor

## 8.5 MODELO 2 – CONTRAVENTAMENTO POR PILARES-PAREDE

O Modelo 2 apresenta sistema estrutural contraventado por pilares-parede capazes de resistir às ações atuantes no edifício. A Tabela 24 apresenta as dimensões das seções utilizadas para atingir o deslocamento máximo desejado.

**Tabela 24 - Dimensões das seções das vigas e pilares do Modelo 2**

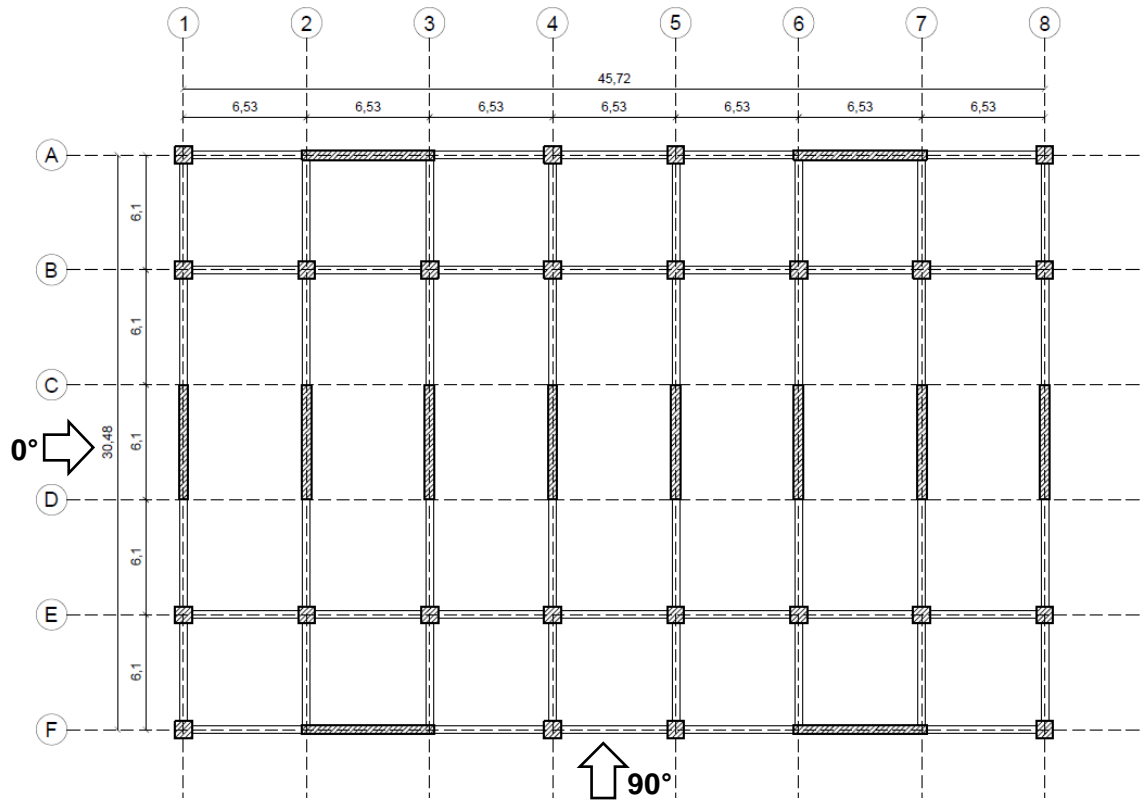
Elemento	Pavimento	Seção [mm x mm]	$f_{ck}$ [MPa]
Pilares	51° ~ 60°	500 x 500	60
	41° ~ 50°	500 x 500	60
	31° ~ 40°	600 x 600	80
	21° ~ 30°	600 x 600	80
	11° ~ 20°	650 x 650	80
	1° ~ 10°	700 x 700	80
Pilares-parede (direção y)	51° ~ 60°	500 x 6096	60
	1° ~ 40°	500 x 6096	60
Pilares-parede (direção x)	41° ~ 60°	6531 x 500	60
	1° ~ 40°	6531 x 500	80
Vigas	51° ~ 60°	400 x 700	60
	41° ~ 50°	400 x 700	60
	31° ~ 40°	400 x 700	80
	21° ~ 30°	400 x 700	80
	11° ~ 20°	400 x 700	80
	1° ~ 10°	400 x 700	80

Fonte: do autor

Este modelo possui o arranjo estrutural mostrado na Figura 41 e na Figura 42, e possui similaridades com o modelo anterior. Porém, os pórticos dos eixos C e D foram suprimidos, cabendo aos pilares-paredes na direção y o contraventamento da estrutura com o vento atuando a 0°. Esta modificação foi feita com base no estudo de Santos (2015), que apresentou uma comparação entre sistemas estruturais para um edifício garagem, tendo em vista que os pilares-parede aumentam a rigidez da estrutura, sendo possível reduzir o número de pórticos, e, portanto, reduzir o peso próprio da estrutura.

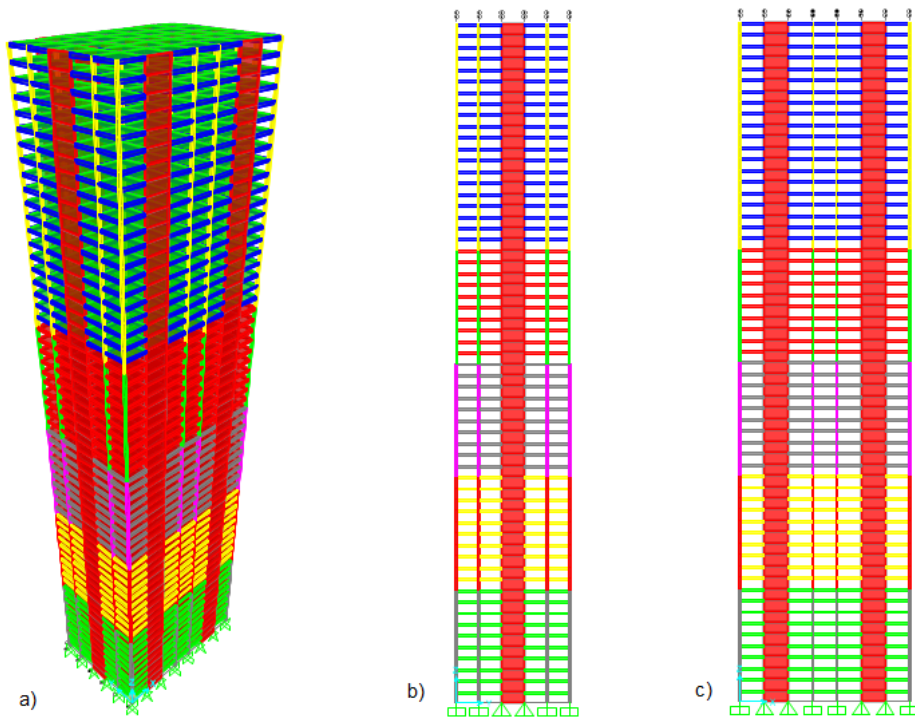
Da mesma forma que o modelo anterior, foram feitas análises até encontrar um valor de deslocamento máximo próximo ao desejado. Para isso, variou-se a seção das vigas e dos pilares de igual maneira ao Modelo 1.

**Figura 41 – Planta de forma do Edifício CAARC – Modelo 2**



Fonte: do autor

**Figura 42 – Modelo 2: a) vista em 3D; b) vista YZ; c) vista XZ.**



Fonte: do autor

Os pilares paredes foram dispostos no centro dos pórticos dos eixos 1 ao 8 (direção y) visto que geralmente é a região com maior acúmulo de esforços. Na direção x, foram inseridos nos pórticos A e F. Estas escolhas tiveram como base também o estudo anterior feito por Santos (2015).

### 8.5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  de estabilidade global, foram determinadas as ações verticais totais em cada pavimento, encontradas na Tabela B.7 do Apêndice B.

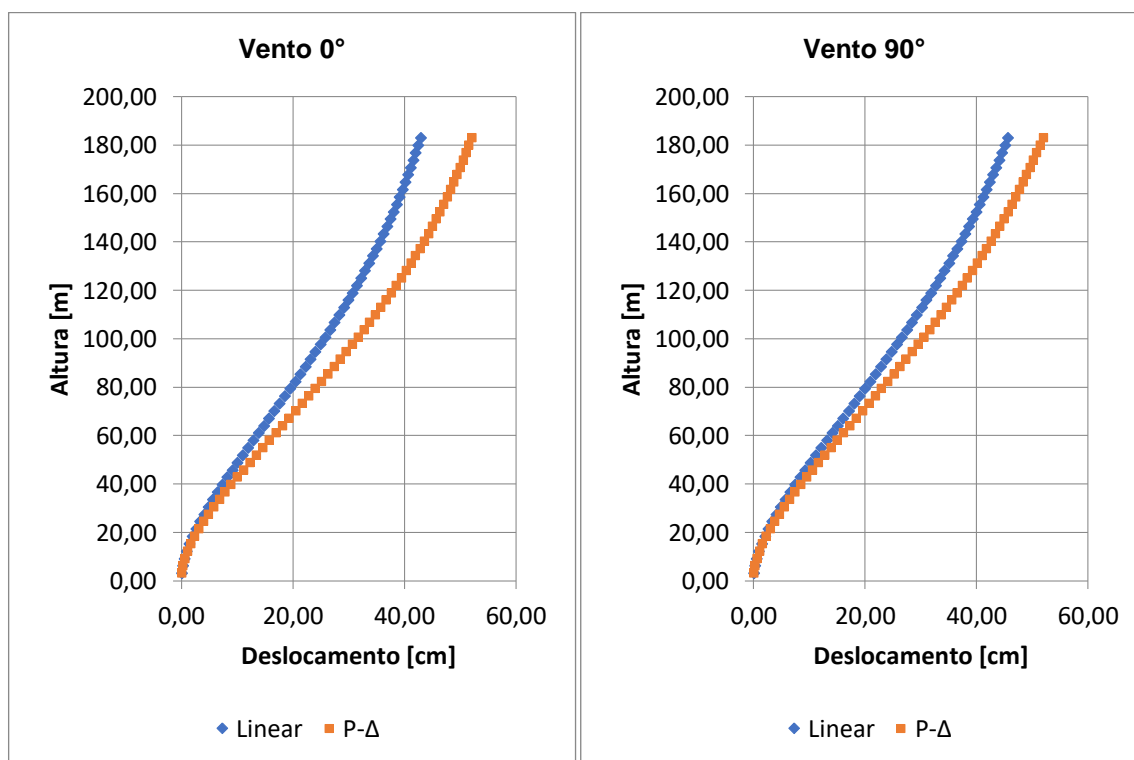
Para a ação do vento atuando a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , tem-se o coeficiente  $\gamma_z$  dado pelas Equações (40) e (41), respectivamente. Os deslocamentos foram calculados a partir de uma análise linear da ação do vento.

$$\gamma_{z,0} = \frac{1}{1 - \frac{254297,78}{1199494,25}} = 1,269 \quad (40)$$

$$\gamma_{z,90} = \frac{1}{1 - \frac{265905,28}{1868030,13}} = 1,166 \quad (41)$$

Os valores obtidos classificam a estrutura como de nós móveis, refletindo a necessidade de uma análise dos efeitos de segunda ordem. Dessa forma, utilizando o SAP2000® em sua versão 20, foi realizada uma análise não-linear considerando o efeito p-delta na estrutura (P- $\Delta$ ). A Tabela B.8 e a Tabela B.9 (Apêndice B) mostram os resultados obtidos para os deslocamentos em cada pavimento, considerando a combinação de ação para o estado limite último, e análise linear e não-linear (P- $\Delta$ ), para cada direção do vento. A Figura 43 mostra os valores dos deslocamentos na forma de gráfico, para vento atuando a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ .

**Figura 43 - Deslocamento horizontal por pavimento para vento atuando a 0° e 90° (Modelo 2 – ELU).**



Fonte: do autor

Sendo assim, foi considerada a análise não linear para determinação dos esforços totais na estrutura e para determinação dos deslocamentos e acelerações nas combinações de serviço (ELS). A Tabela 25 mostra os valores dos esforços totais na base do edifício contraventado por pilares-parede (Modelo 2).

**Tabela 25 – Esforços totais na base da estrutura (Modelo 2 – ELU)**

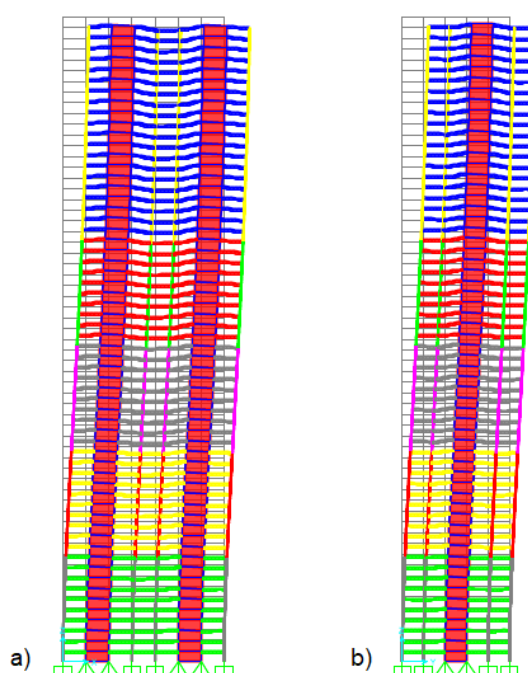
Caso	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kN.m]	$M_y$ [kN.m]	$M_z$ [kN.m]
ELU-0°	$-1,514 \times 10^4$	$-2,12 \times 10^{-9}$	$1,19 \times 10^6$	$18,20 \times 10^6$	$-29,32 \times 10^6$	$23,08 \times 10^4$
ELU-90°	$6,42 \times 10^{-7}$	$-2,37 \times 10^4$	$1,19 \times 10^6$	$21,16 \times 10^6$	$-27,30 \times 10^6$	$-54,25 \times 10^4$

Fonte: do autor

### 8.5.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Para verificação no estado limite de serviço, foi utilizada a combinação frequente de ações, considerando a ação do vento como principal e a ação acidental na laje como secundária. A estrutura foi pré-dimensionada de forma a obter um valor de deslocamento próximo ao valor limite permitido pela ABNT NBR 6123 (1988), assim como no modelo anterior. A Figura 44 mostra a estrutura deformada para os casos analisados.

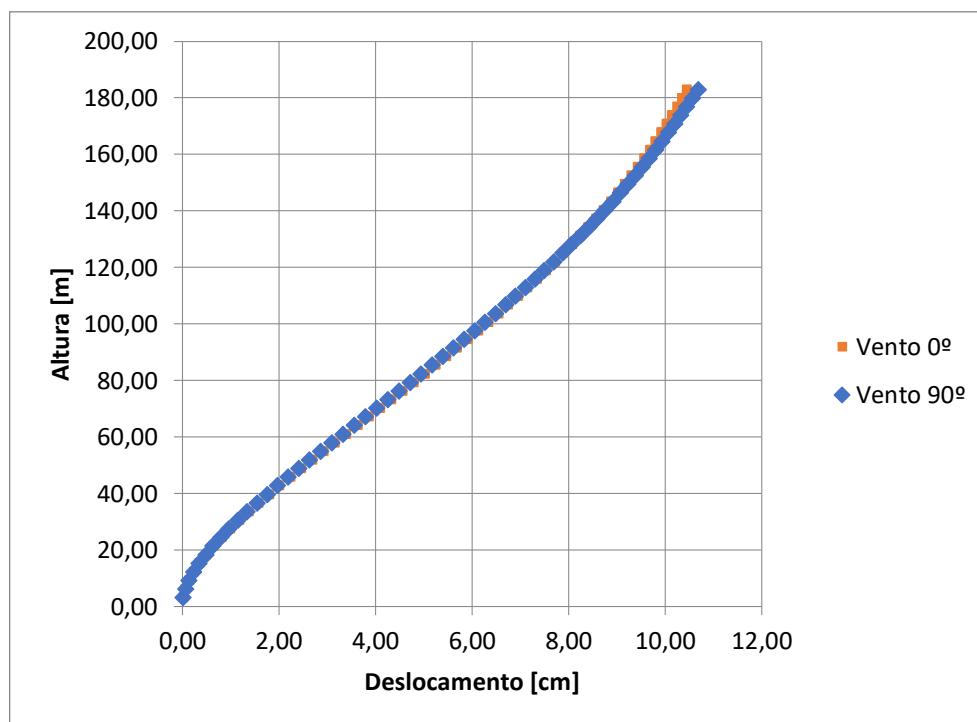
**Figura 44 - Estrutura deformada do Modelo 2 para combinação frequente: a) Vento a 0°; b) Vento a 90°**



Fonte: do autor

O gráfico da Figura 45 mostra o deslocamento em cada pavimento para vento atuando a 0° e a 90°. Estes valores podem ser vistos com mais clareza na Tabela B.10 do Apêndice B.

**Figura 45 - Deslocamento horizontal para combinação frequente (Modelo 2 - ELS).**



Fonte: do autor.

A Tabela 26 apresenta os valores máximos dos deslocamentos no topo do edifício, entre pavimentos e aceleração.

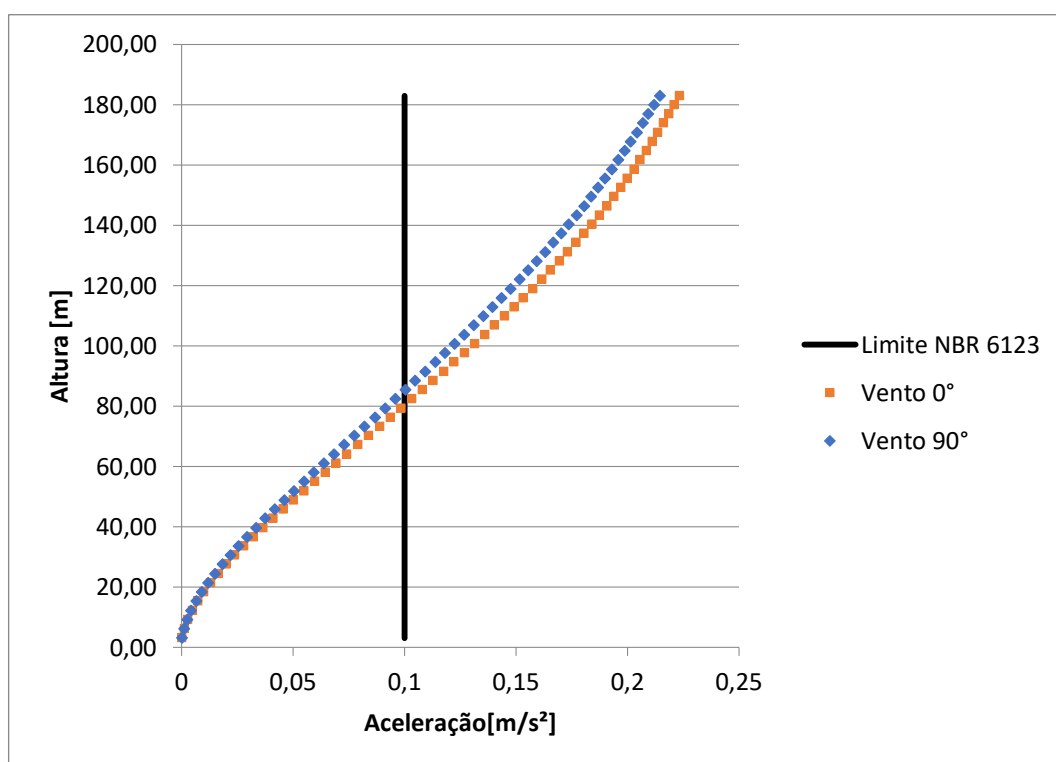
**Tabela 26 – Deslocamentos máximos e aceleração máxima (Modelo 2 – ELS)**

	Vento 0°	Vento 90°	Limite
Deslocamento máximo ( $\delta_{max}$ )	10,47 cm	10,69 cm	H/1700 10,76 cm
Deslocamento relativo máximo ( $\delta_{max,rel}$ )	0,235 cm (22º andar)	0,233 cm (21º andar)	H <sub>i</sub> /850 0,36 cm
Aceleração máxima ( $\alpha$ )	0,224 m/s <sup>2</sup>	0,215 m/s <sup>2</sup>	0,1 m/s <sup>2</sup>

Fonte: do autor

Nota-se que o deslocamento obtido pela ação do vento a 90° possui valor próximo ao valor limite da norma ABNT 6118 (2014), como desejado inicialmente para a análise. Além disso, o deslocamento máximo relativo entre pavimentos obtido é de 0,235 cm, valor inferior ao máximo permitido pela mesma norma. A análise da aceleração máxima foi realizada conforme critérios estabelecidos na ABNT NBR 6123 (1988), na qual apenas a parcela flutuante da ação total do vento é utilizada para seu cálculo. Os valores são mostrados na Figura 46.

**Figura 46 - Aceleração ao longo do edifício - Modelo 2.**



Fonte: do autor

Da mesma forma que no modelo anterior, a aceleração máxima ultrapassou o valor de 0,10 m/s<sup>2</sup> permitido pela ABNT NBR 6123 (1988). Os pavimentos situados abaixo de 80 metros de altura obedecem tal limite, porém, para os pavimentos superiores, a verificação para o conforto somente estaria atendida se fosse considerado um limite de aceleração maior para edifícios com ocupação comercial, de até 0,30 m/s<sup>2</sup>, como sugere Taranath (2010).



## 8.6 MODELO 3 – CONTRAVENTAMENTO POR PÓRTICOS TRELIÇADOS

Este modelo apresenta o arranjo estrutural da Figura 47, considerando pórticos contraventados por perfis metálicos com travamento em duas diagonais. Foi utilizado o perfil HP 310x125 para o travamento lateral da estrutura. A escolha do perfil foi baseada na utilização do mesmo perfil em estudos anteriores, como o de Bastos (2014). A utilização de perfis mais adequados demanda um estudo mais completo do problema.

Na direção  $y$ , todos os pórticos (eixos 1 ao 8) receberão o travamento, posicionado no centro do pórtico, entre os eixos C e D. Na direção  $x$ , apenas os pórticos das fachadas (eixos A e F.) serão contraventados pelos perfis metálicos, que serão posicionados em ambas as extremidades dos pórticos, entre os eixos 1 e 2, e 7 e 8. Uma representação do contraventamento é mostrada na Figura 48. Os pontos de travamento foram escolhidos de forma a promover maior eficácia do contraventamento metálico. A escolha também teve como base o estudo realizado por Santos (2015).

Da mesma forma que no modelo anterior, os pórticos dos eixos C e D foram removidos, a fim de reduzir o peso próprio da estrutura, cabendo ao travamento lateral resistir aos esforços do vento aplicados ao edifício.

**Figura 47 - Planta de forma do Edifício CAARC – Modelo 3**

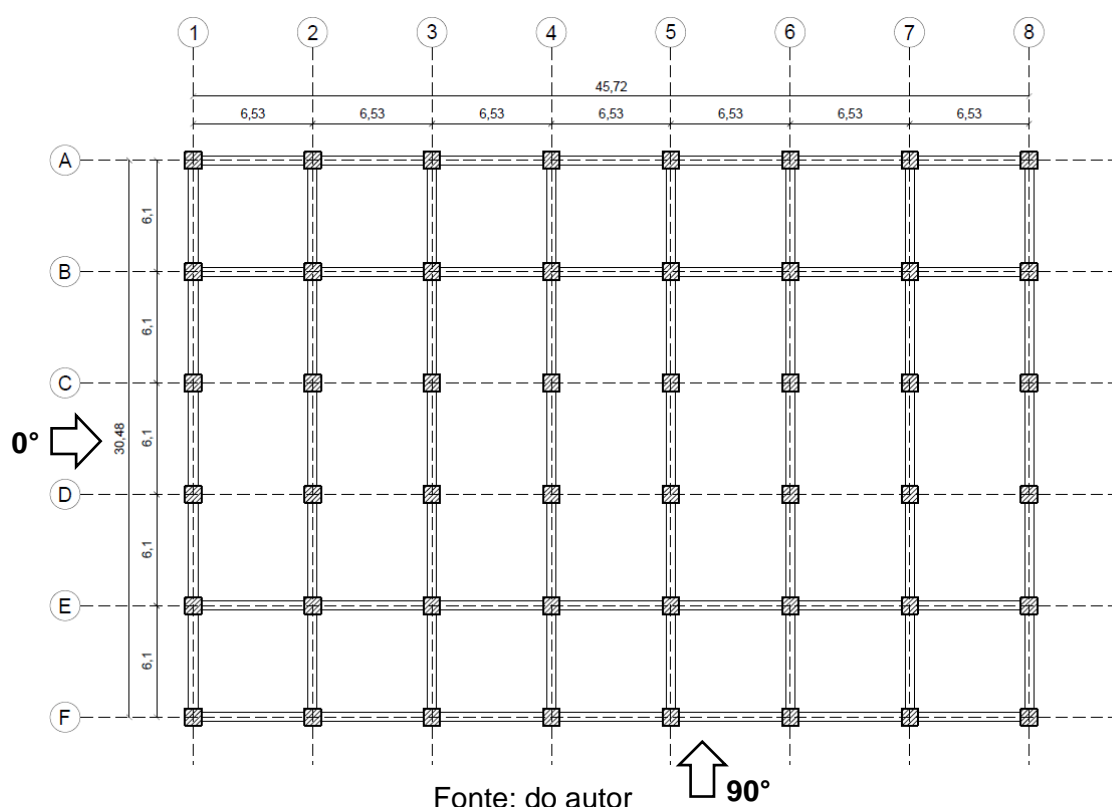
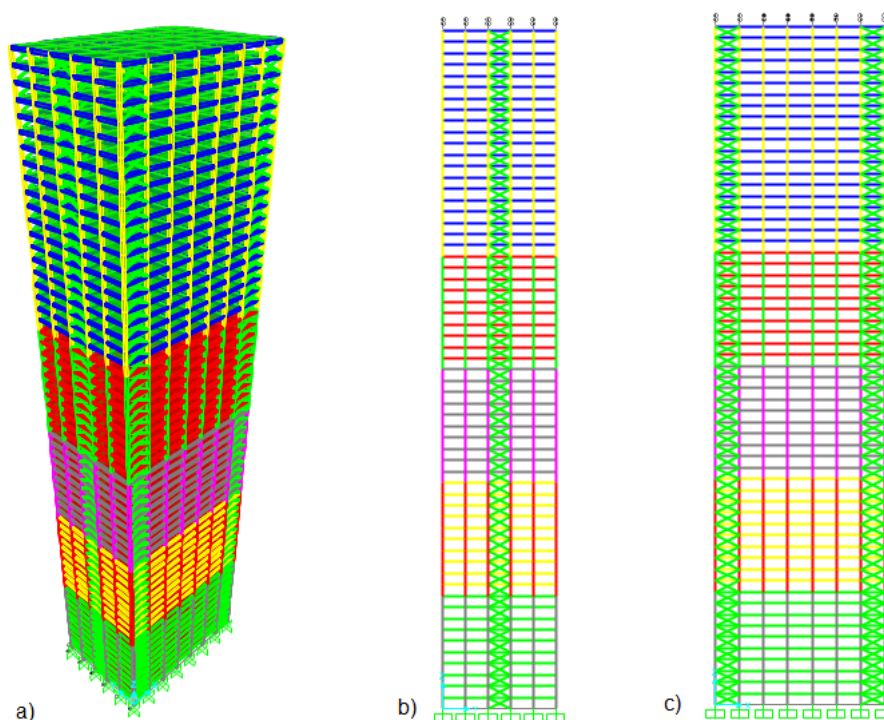


Figura 48 – Modelo 3: a) vista em 3D; b) vista YZ; c) vista XZ.



Fonte: do autor

Para obter o deslocamento desejado, foram utilizados elementos com dimensões apresentadas na Tabela 27.

Tabela 27 - Dimensões das seções das vigas e pilares do Modelo 3

Elemento	Pavimento	Seção [mm x mm]	$f_{ck}$ [MPa]
Pilares	51° ~ 60°	600 x 600	60
	41° ~ 50°	600 x 600	60
	31° ~ 40°	600 x 600	80
	21° ~ 30°	700 x 700	80
	11° ~ 20°	800 x 800	80
	1° ~ 10°	800 x 800	80
Vigas	51° ~ 60°	400 x 700	60
	41° ~ 50°	400 x 700	60
	31° ~ 40°	400 x 700	80
	21° ~ 30°	400 x 700	80
	11° ~ 20°	400 x 700	80
	1° ~ 10°	400 x 700	80

Fonte: do autor

### 8.6.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  de estabilidade global, foram determinadas as ações verticais totais em cada pavimento, como mostra a Tabela B.11, no Apêndice B.

Para a ação do vento atuando a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , tem-se o coeficiente Gama-z ( $\gamma_z$ ) dado pelas Equações (42) e (43), respectivamente. Os deslocamentos foram calculados a partir de uma análise linear da ação do vento.

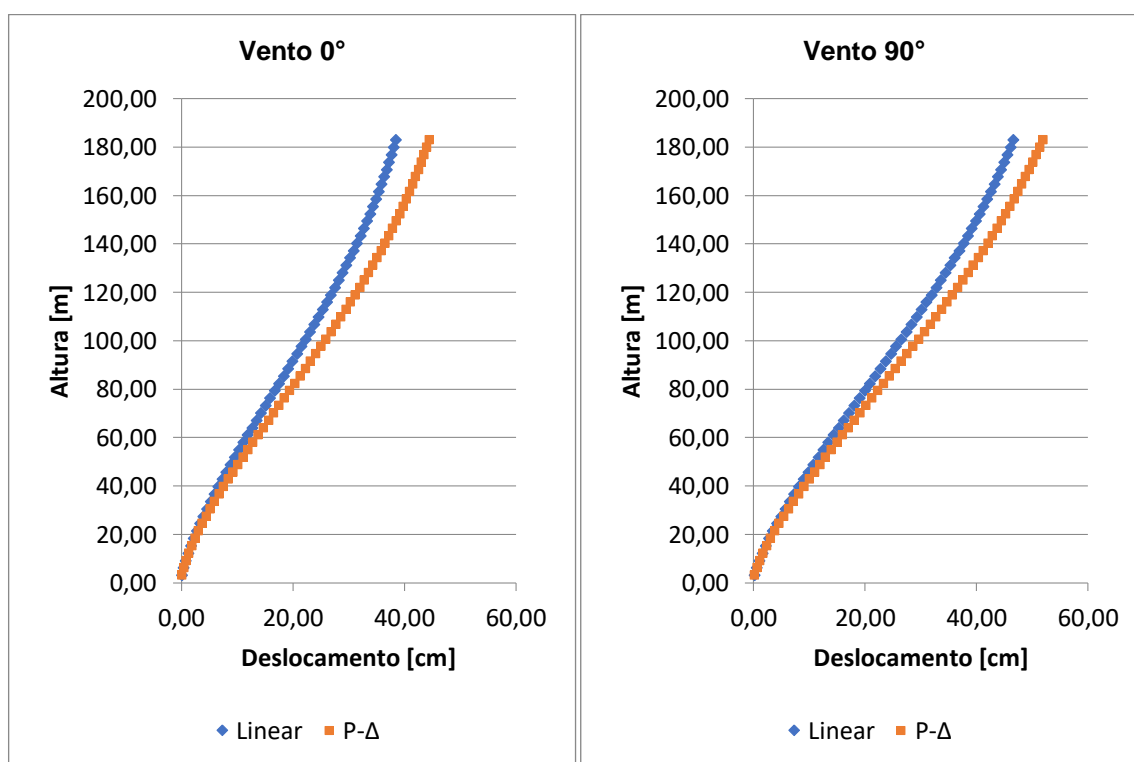
$$\gamma_{z,0} = \frac{1}{1 - \frac{208271,35}{1199494,25}} = 1,21 \quad (42)$$

$$\gamma_{z,90} = \frac{1}{1 - \frac{250053,28}{1868030,13}} = 1,154 \quad (43)$$

Os valores obtidos classificam a estrutura como de nós móveis, refletindo a necessidade de uma análise dos efeitos de segunda ordem. Dessa forma, utilizando o SAP2000® em sua versão 20, foi realizada uma análise não-linear considerando o efeito p-delta na estrutura. A Tabela B.12 e a Tabela B.13 (Apêndice B) mostram os resultados obtidos para os deslocamentos em cada pavimento, considerando a combinação de ação para o estado limite último, e análise linear e não-linear (P- $\Delta$ ), para cada direção do vento.

A Figura 49 mostram os valores dos deslocamentos na forma de gráfico, para vento atuando a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , respectivamente.

**Figura 49 - Deslocamento horizontal por pavimento para vento atuando a 0° e 90° (Modelo 3 – ELU).**



Fonte: do autor

Sendo assim, foi considerada a análise não linear para determinação dos esforços totais na estrutura e para determinação dos deslocamentos e acelerações nas combinações de serviço (ELS). A Tabela 28 mostra os valores dos esforços totais na base do edifício contraventado por pilares-parede (Modelo 2).

**Tabela 28 – Esforços totais na base da estrutura (Modelo 3 – ELU)**

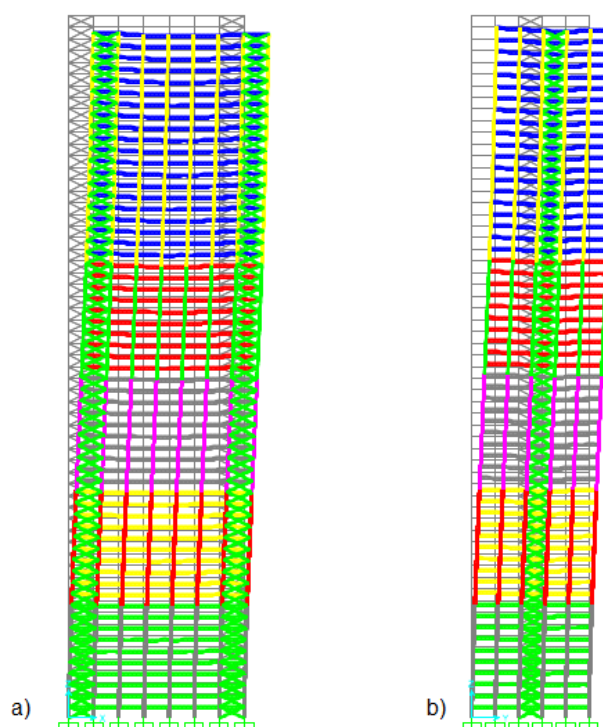
Caso	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kN.m]	$M_y$ [kN.m]	$M_z$ [kN.m]
ELU-0°	$-1,514 \times 10^4$	$-1,79 \times 10^{-10}$	$1,12 \times 10^6$	$17,10 \times 10^6$	$-27,58 \times 10^6$	$23,08 \times 10^4$
ELU-90°	$4,86 \times 10^{-5}$	$-2,37 \times 10^4$	$1,12 \times 10^6$	$20,00 \times 10^6$	$-25,65 \times 10^6$	$-54,25 \times 10^4$

Fonte: do autor

### 8.6.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Para verificação no estado limite de serviço, foi utilizada a combinação frequente de ações, considerando a ação do vento como principal e a ação acidental na laje como secundária. A estrutura foi pré-dimensionada de forma a obter um valor de deslocamento próximo ao valor limite permitido pela ABNT NBR 6123 (1988). A Figura 50 mostra a estrutura deformada para os casos analisados.

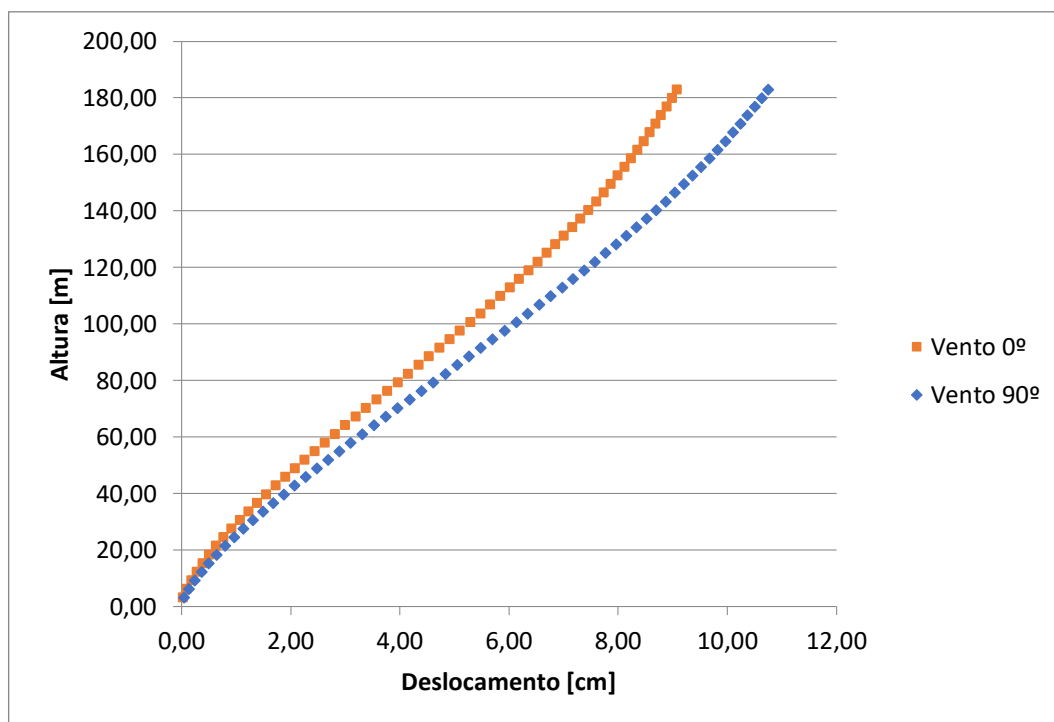
**Figura 50- Estrutura deformada do Modelo 3 para combinação frequente: a) Vento a 0°; b) Vento a 90°**



Fonte: do autor

O gráfico da Figura 51 mostra o deslocamento em cada pavimento para vento atuando a 0° e a 90°. Estes valores podem ser vistos com mais clareza na Tabela B.14 do Apêndice B. A Tabela 29 apresenta os valores máximos dos deslocamentos no topo do edifício, entre pavimentos e aceleração.

**Figura 51 – Deslocamento horizontal para combinação frequente (Modelo 3 – ELS).**



Fonte: do autor

**Tabela 29 – Deslocamentos máximos e aceleração máxima (Modelo 3 – ELS)**

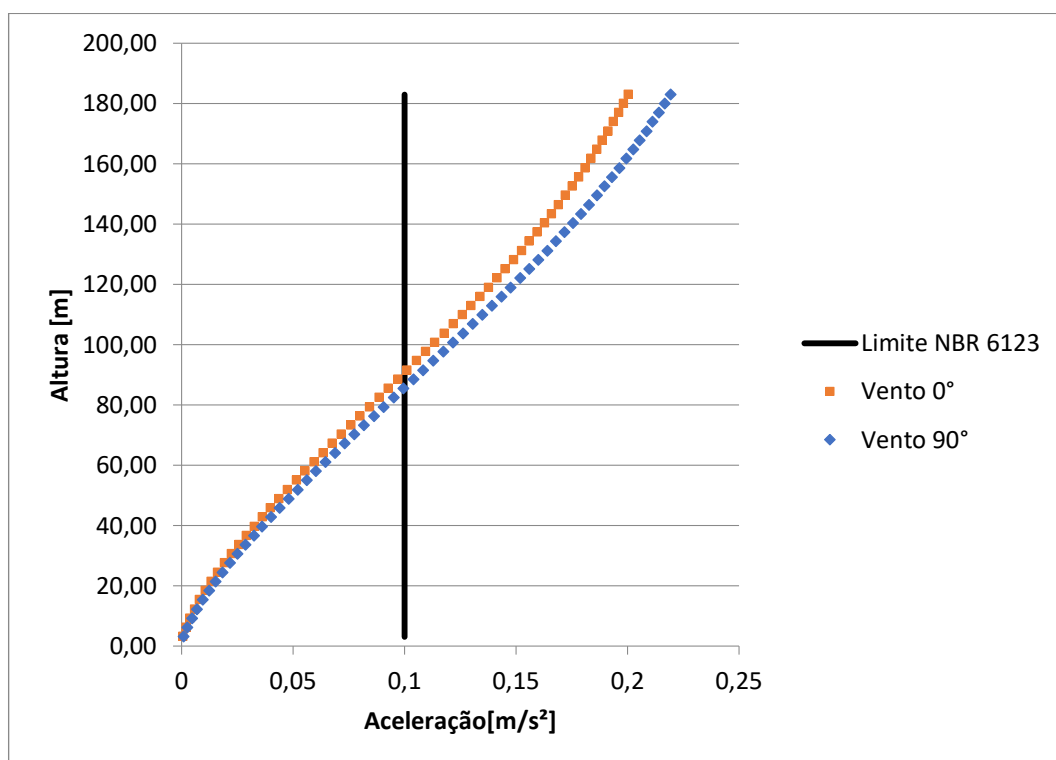
	Vento a 0º	Vento a 90º	Limite
Deslocamento máximo ( $\delta_{\max}$ )	9,09 cm	10,76 cm	H/1700 10,76 cm
Deslocamento relativo máximo ( $\delta_{\max,rel}$ )	0,193 cm (26º andar)	0,219 cm (31º andar)	$H_i/850$ 0,36 cm
Aceleração máxima ( $\alpha$ )	0,201 m/s <sup>2</sup>	0,220 m/s <sup>2</sup>	0,1 m/s <sup>2</sup>

Fonte: do autor

O deslocamento obtido aqui pela ação do vento a 90º possui valor igual ao valor limite da norma ABNT 6118 (2014). Além disso, o deslocamento máximo relativo entre pavimentos obtido é de 0,219 cm, valor inferior ao máximo permitido pela mesma norma. A análise da aceleração máxima foi realizada conforme critérios estabelecidos na ABNT NBR 6123 (1988), na qual apenas a parcela flutuante da ação total do vento é utilizada para seu cálculo.

Nota-se que a aceleração atende ao limite de  $0,10 \text{ m/s}^2$  da ABNT NBR 6123 (1988) somente até aproximadamente 80 metros de altura, como mostra a Figura 52. Nos pavimentos acima desta altura, o valor ultrapassa ao limite permitido pela norma.

**Figura 52 - Aceleração ao longo do edifício - Modelo 3.**



Fonte: do autor.

## 8.7 RESULTADOS E ANÁLISES

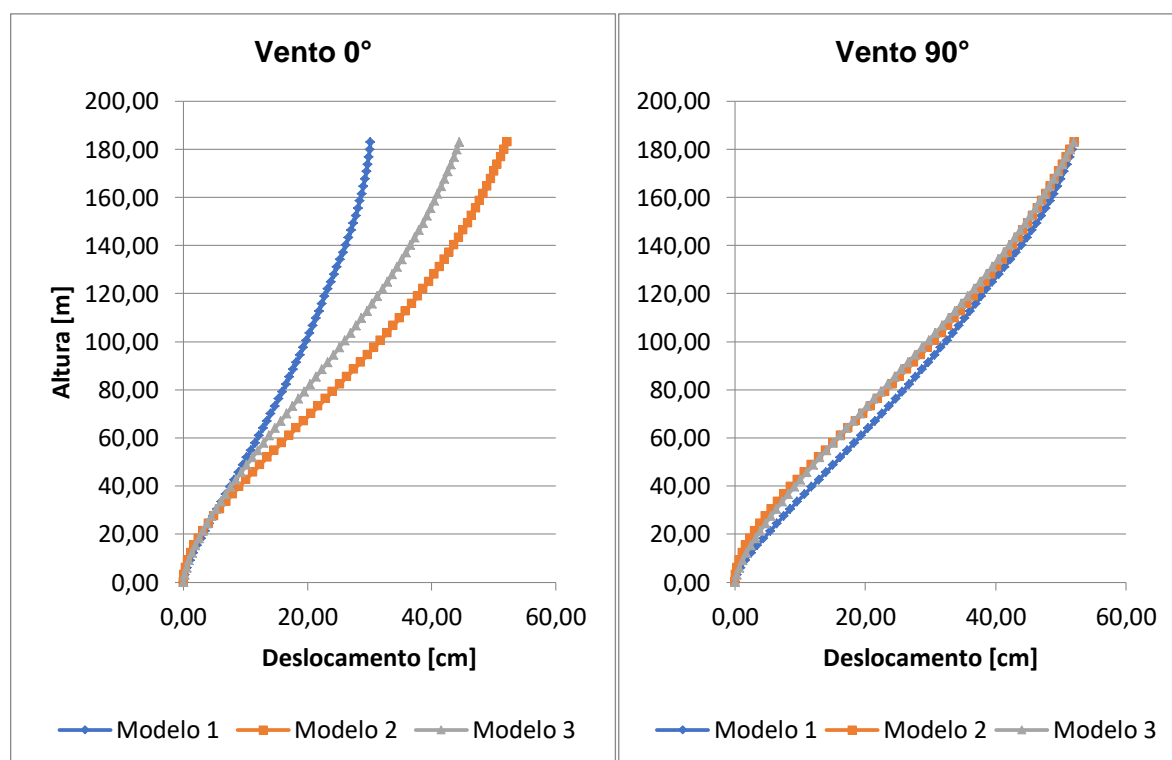
A Tabela 30 mostra uma comparação dos resultados entre os 3 (três) modelos estudados, para o estado limite último, considerando o vento como carga variável principal.

**Tabela 30 – Resultados do Edifício CAARC no ELU.**

ELU						
	Vento a 0º			Vento a 90º		
	Pórtico	Pilar-parede	Pórtico treliçado	Pórtico	Pilar-parede	Pórtico treliçado
$\delta_{\max}$ [cm]	30,17	52,19	44,53	52,13	52,08	52,01
$\chi_z$	1,17	1,27	1,21	1,18	1,17	1,15
$\Delta_2/\Delta_1$ máx.	1,15	1,23	1,16	1,15	1,15	1,12
$\Sigma M_x$ [ $10^6$ kNm]	19,53	18,20	17,10	22,49	21,16	20,01
$\Sigma M_y$ [ $10^6$ kNm]	-31,18	-29,32	-27,58	-29,29	-27,30	-25,65
$\Sigma M_z$ [ $10^6$ kNm]	0,23	0,23	0,23	-0,54	-0,54	-0,54
Concreto [m <sup>3</sup> ]	16538,4	14059,2	11338,6	16538,4	14059,2	11338,6

Fonte: do autor

A Figura 53 mostra o deslocamento do edifício ao longo da altura para cada modelo estudado e vento a 0° e 90°, calculado para o Estado Limite Último (ELU).

**Figura 53 - Deslocamento ao longo do Edifício CAARC para cada modelo – ELU.**

Fonte: do autor



Na Tabela 31 encontram-se os valores obtidos, para cada modelo, na combinação feita para o estado limite de serviço (ELS), bem como as razões entre os valores, possibilitando analisar a proximidade entre os resultados obtidos por cada modelo. Para o cálculo das razões, considerou-se a referência como o resultado obtido pelo Modelo 1 (Pórtico Rígido), para cada direção do vento.

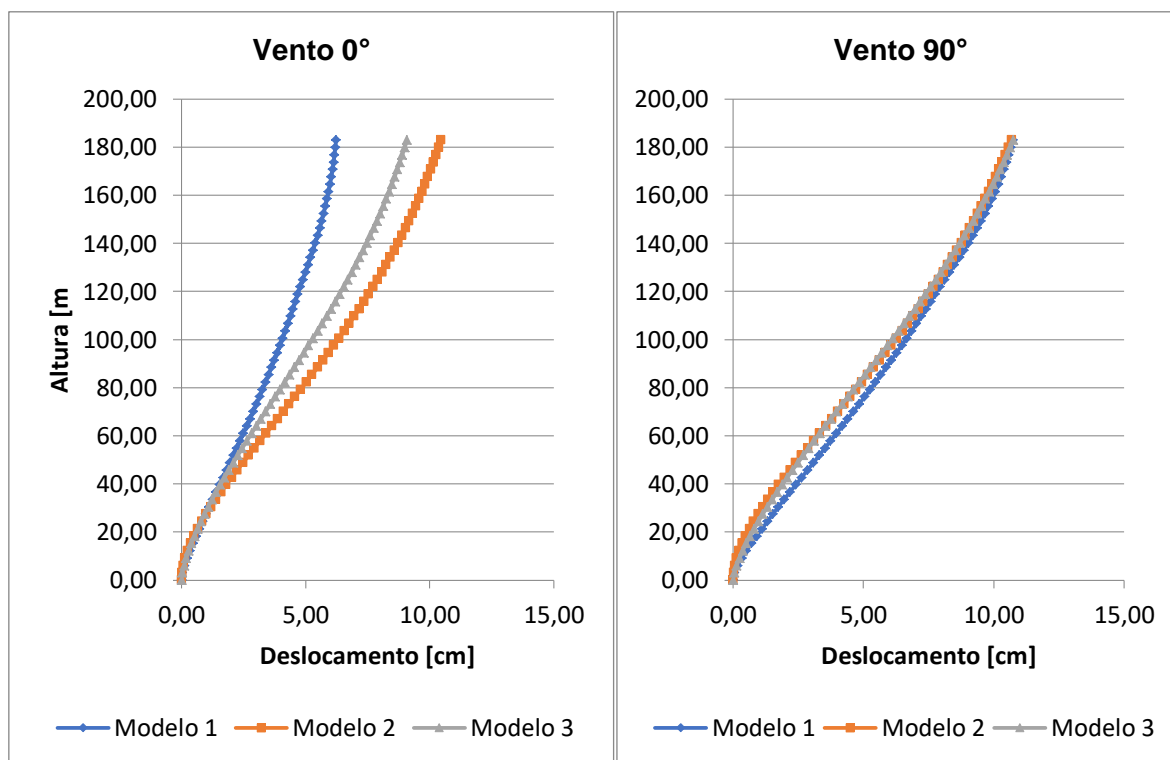
**Tabela 31 – Resultados do Edifício CAARC no ELS.**

	ELS					
	Vento a 0°			Vento a 90°		
	Pórtico	Pilar-parede	Pórtico treliçado	Pórtico	Pilar-parede	Pórtico treliçado
$\delta_{\max}$ [cm]	6,23	10,47	9,09	10,73	10,69	10,76
$\delta_{\max}/\delta_{\text{ref}}$	1,00	1,68	1,46	1,00	1,00	1,00
$\delta_{\text{rel,max}}$ [cm]	0,140	0,235	0,193	0,225	0,233	0,219
$\delta_{\text{rel,max}}/\delta_{\text{rel,ref}}$	1,00	1,67	1,37	1,00	1,03	0,97
$\alpha$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,139	0,224	0,201	0,216	0,215	0,220
$\alpha/\alpha_{\text{ref}}$	1,00	1,60	1,44	1,00	0,99	1,02

Fonte: do autor

A Figura 54 mostra o deslocamento do edifício ao longo da altura para cada modelo estudado e vento a 0° e 90°, calculado para o Estado Limite de Serviço (ELS).

Figura 54 - Deslocamento ao longo do Edifício CAARC para cada modelo – ELS.

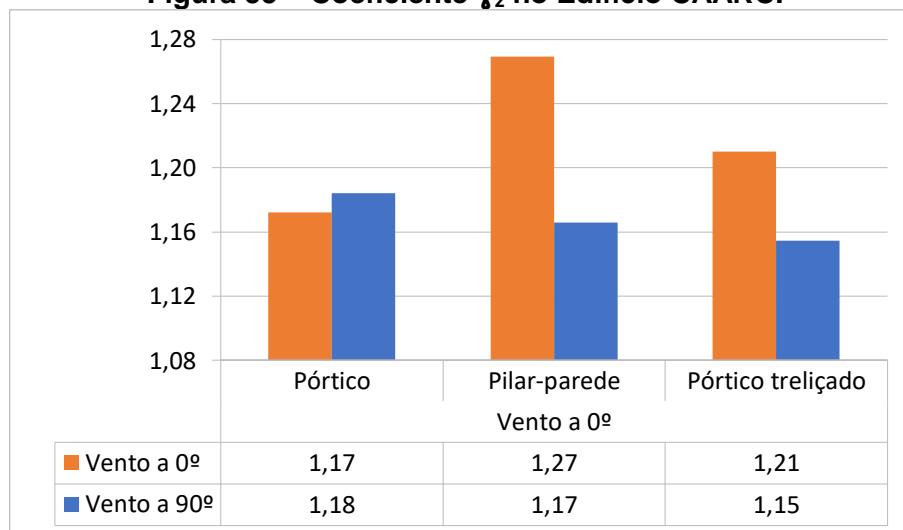


Fonte: do autor.

Considerando os resultados obtidos, notou-se que os 3 modelos de contraventamento foram capazes de resistir à ação do vento de forma satisfatória. Ao dimensionar utilizando como parâmetro o deslocamento máximo no topo do edifício, foi possível comparar os modelos entre si, considerando os valores dos coeficientes de estabilidade global, somatória dos momentos na fundação, e principalmente, o consumo de concreto utilizado em cada modelo.

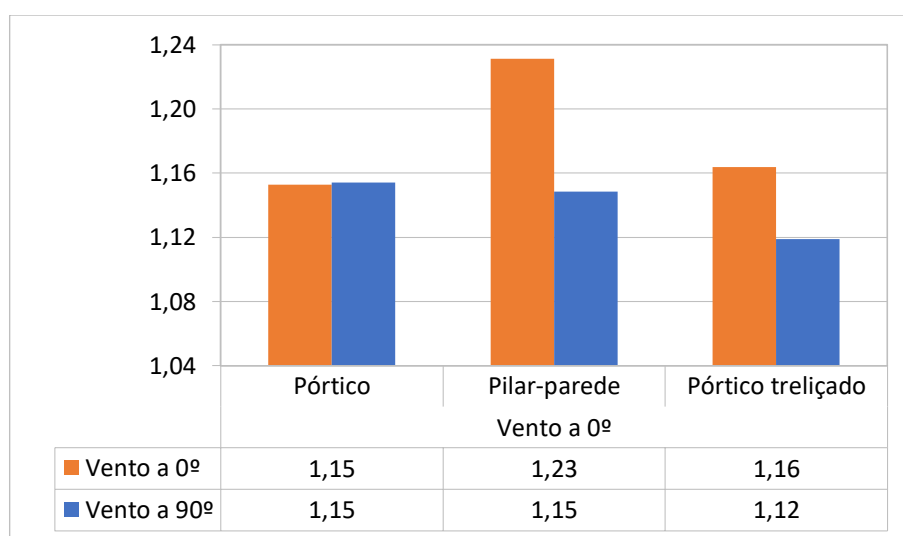
A Figura 55 e a Figura 56 apresentam, respectivamente, os valores dos coeficientes  $\gamma_z$  e o índice de deslocabilidade da estrutura  $B_2$ , dado pela relação  $\Delta_2/\Delta_1$ .

**Figura 55 – Coeficiente  $\gamma_z$  no Edifício CAARC.**



Fonte: do autor

**Figura 56 - Índice de deslocabilidade B2 ( $\Delta 2/\Delta 1$ ).**



Fonte: do autor

O modelo de contraventamento através de pilares-parede (Modelo 2) foi o que obteve os maiores valores de coeficiente de estabilidade, principalmente na direção do vento atuando a 0º. Isso porque, para reduzir o consumo de concreto neste modelo, foram retirados os pórticos dos eixos C e D, cabendo aos pilares-paredes resistir à ação do vento nesta direção.

Também foi observado que os valores do coeficiente  $\gamma_z$  ficaram próximos dos valores do índice de deslocabilidade  $B_2$  da estrutura. A norma ABNT NBR 6118 (2014) determina que os efeitos globais de segunda ordem possam ser considerados de forma aproximada a partir da majoração dos esforços laterais em  $0,95 \gamma_z$  quando a estrutura for de média

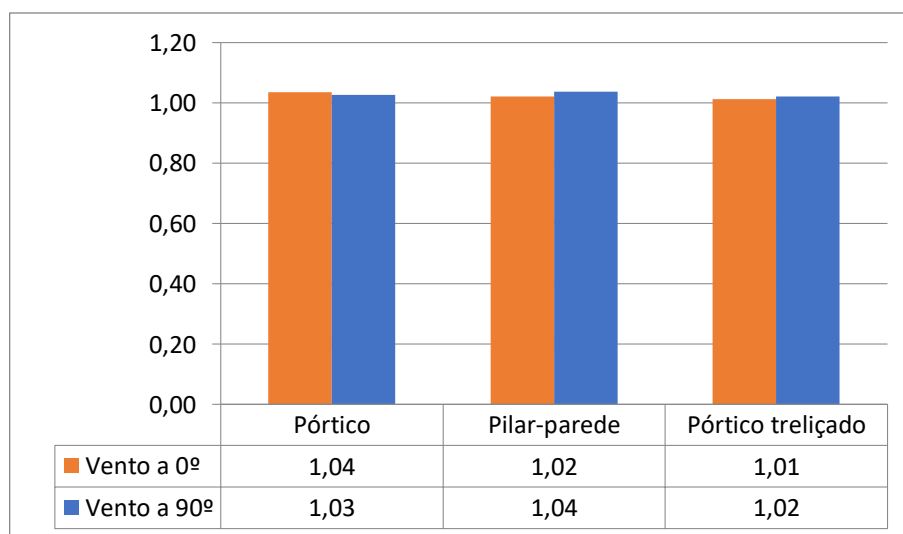
deslocabilidade. Dessa forma, os valores do índice de deslocabilidade  $B_2$ , que considera o efeito de segunda ordem P- $\Delta$ , calculado por meio do software SAP2000®, foram comparados com o valor de  $0,95 \gamma_z$ , a fim de verificar a aplicabilidade do coeficiente no projeto deste edifício alto. A Tabela 32 mostra esta comparação, bem como a relação  $B_2/\gamma_z$ , mostrada também no gráfico da Figura 57.

**Tabela 32- Comparação entre os coeficientes  $\gamma_z$  e  $B_2$**

	Vento a 0º			Vento a 90º		
	Pórtico	Pilar-parede	Pórtico treliçado	Pórtico	Pilar-parede	Pórtico treliçado
$0,95 \times \gamma_z$	1,11	1,21	1,15	1,13	1,11	1,10
$B_{2,max}$	1,15	1,23	1,16	1,15	1,15	1,12
$B_2/\gamma_z$	1,04	1,02	1,01	1,03	1,04	1,02

Fonte: do autor

**Figura 57 – Relação  $B_2/\gamma_z$**

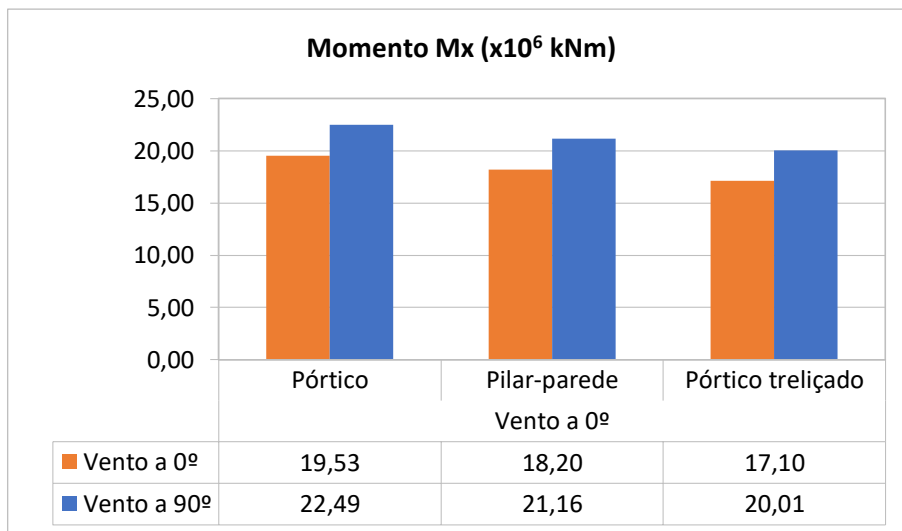


Fonte: do autor

A relação encontrada se aproxima muito da unidade, para todos os modelos e direção do vento. Isso mostra que o coeficiente  $\gamma_z$  representa bem os efeitos de segunda ordem da estrutura para os modelos considerados neste capítulo, podendo ser utilizado no projeto deste edifício alto.

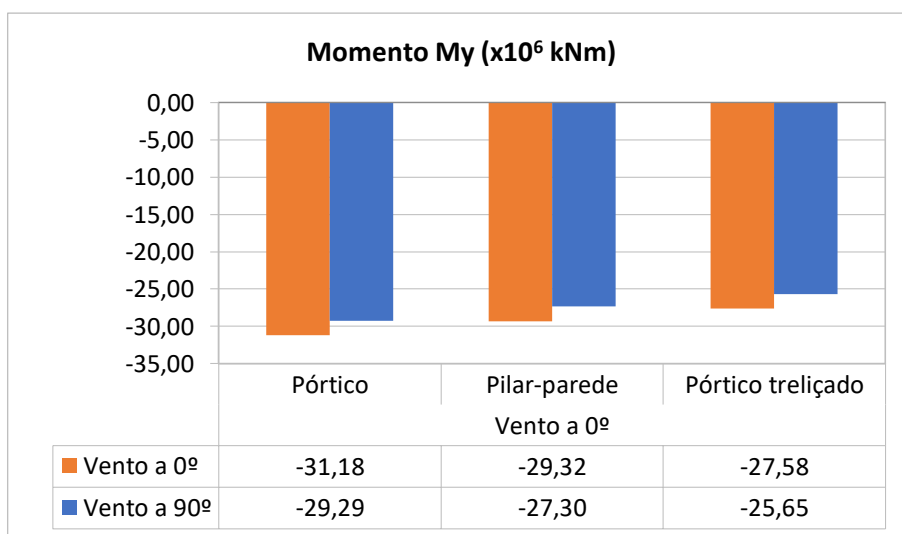
A Figura 58 e a Figura 59 mostram os valores da somatória dos momentos na base do edifício na direção x e y, respectivamente.

**Figura 58 – Somatória dos momentos em x na base do Edifício CAARC.**



Fonte: do autor

**Figura 59 – Somatória dos momentos em y na base do Edifício CAARC.**



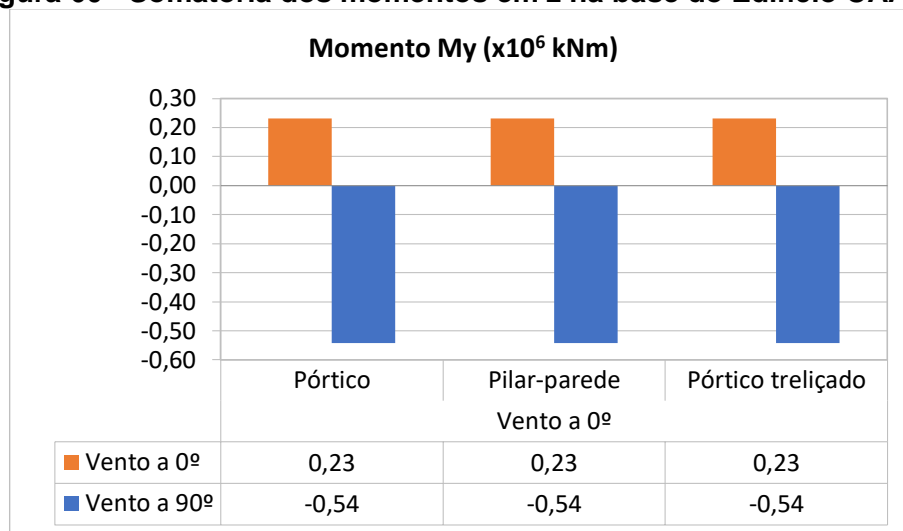
Fonte: do autor

Analisando os gráficos da Figura 58 e da Figura 59, observa-se que a soma dos momentos totais na base do edifício é maior para o Modelo 1 (pórticos rígidos) e menor para o Modelo 3 (pórticos treliçados), considerando a combinação última em ambas as direções do vento. Porém, as diferenças entre estes resultados são pequenas, tendo o Modelo 1 um momento total de  $19,53 \times 10^6$  kNm para combinação com vento a  $0^\circ$ , e  $22,49 \times 10^6$  kNm para combinação com vento a  $90^\circ$ , enquanto que o Modelo 3 gerou uma somatória de

momentos igual a  $17,10 \times 10^6$  kNm para combinação com vento a  $0^\circ$ , e  $20,01 \times 10^6$  kNm para combinação com vento a  $90^\circ$ .

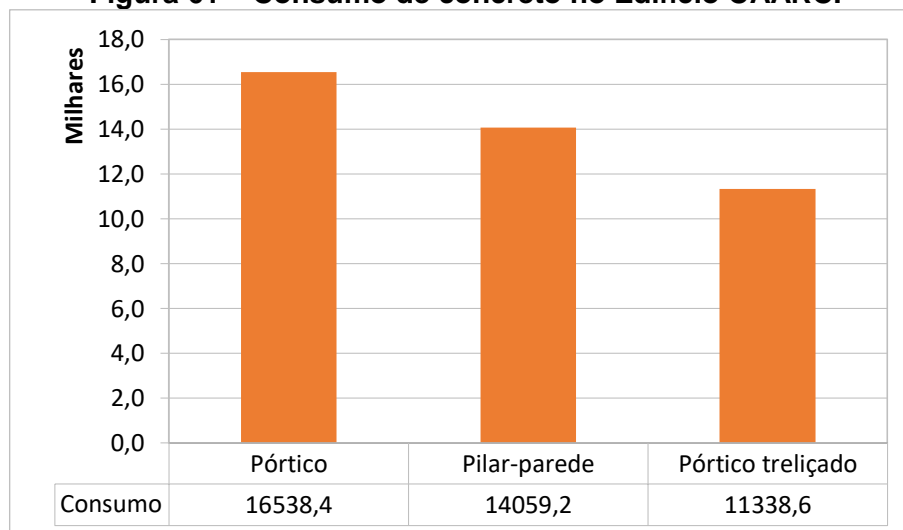
A Figura 60 mostra os valores da somatória do momento na base do edifício na direção z. Para todos os modelos, os valores encontrados foram os mesmos.

**Figura 60 - Somatória dos momentos em z na base do Edifício CAARC.**



Fonte: do autor

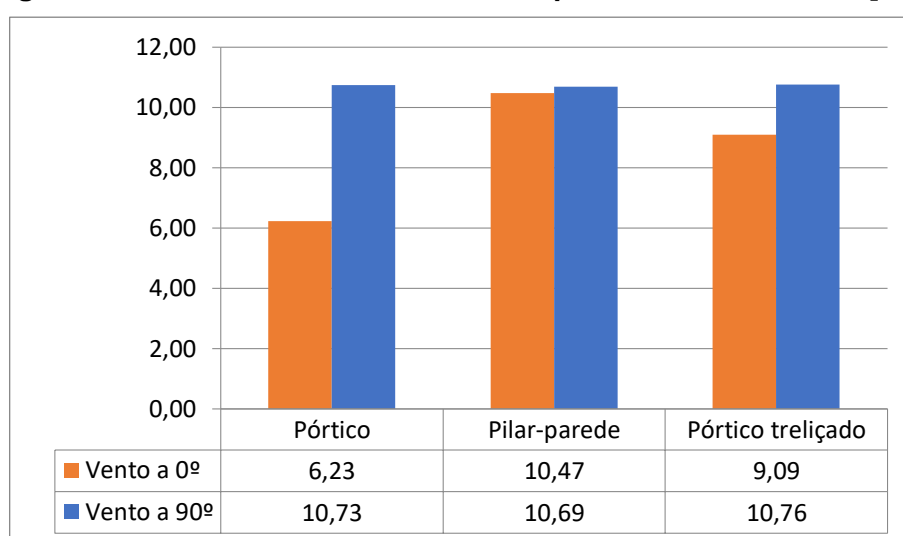
Já a Figura 61 apresenta uma comparação do consumo de concreto entre os três modelos analisados. Nota-se que o modelo de pórticos rígidos apresentou o maior consumo de concreto entre os três modelos, decorrente das grandes seções dos pilares e vigas necessárias para enrijecer o edifício. Ao considerar o sistema de contraventamento por pilares-parede (Modelo 2), conseguiu-se uma redução de 15% no consumo de concreto, enquanto que para o sistema de contraventamento por pórticos treliçados (Modelo 3), a redução chega a aproximadamente 31% em relação ao modelo de pórticos rígidos (Modelo 1).

**Figura 61 – Consumo de concreto no Edifício CAARC.**

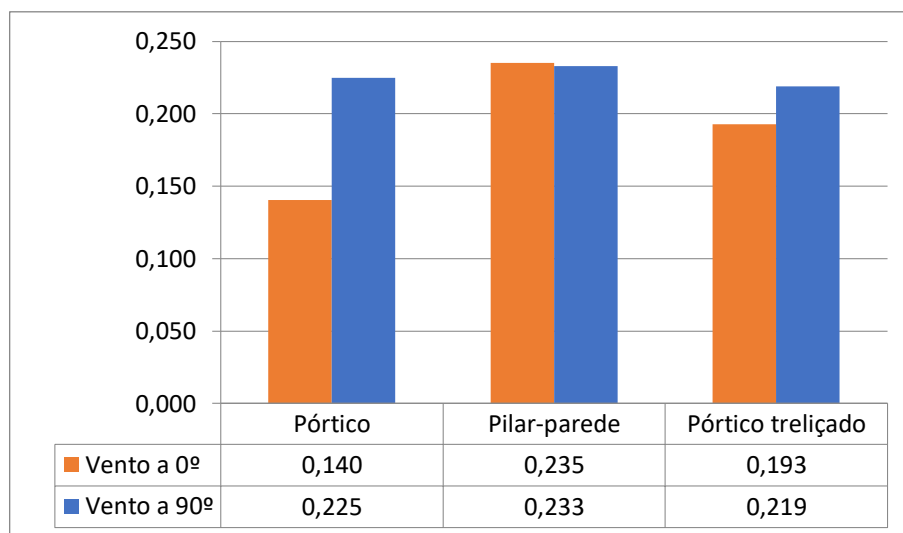
Fonte: do autor

Sendo assim, se o parâmetro de escolha se basear no consumo total de concreto, os Modelos 2 e 3 seriam os mais indicados para o contraventamento lateral da estrutura, porém apresentam deslocabilidade maior quando comparados ao Modelo 1.

A Figura 62 e a Figura 63 mostram os deslocamentos máximos no topo do edifício, e os deslocamentos relativos entre pavimentos, respectivamente, calculados pelos critérios exigidos para o Estado Limite de Serviço.

**Figura 62 – Deslocamento máximo no topo do Edifício CAARC [cm].**

Fonte: do autor

**Figura 63 – Deslocamento relativo entre pavimentos do Edifício CAARC [cm].**

Fonte: do autor

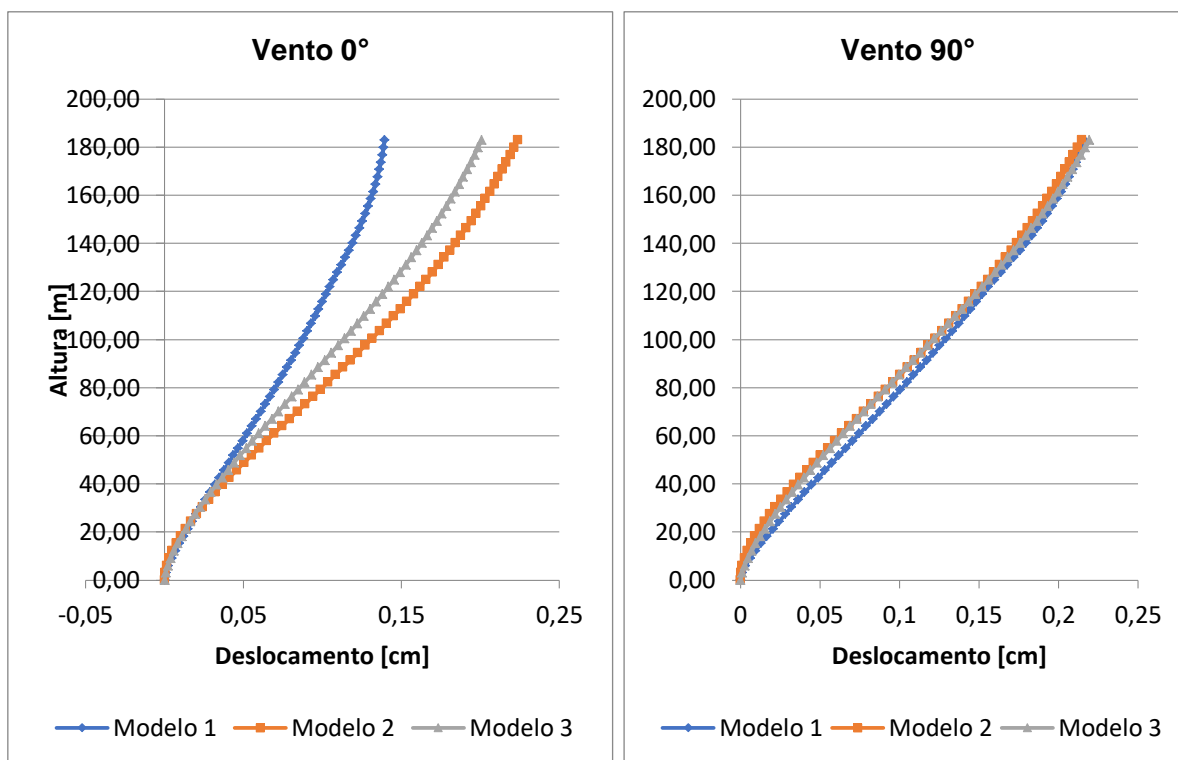
Nas análises feitas para o Estado Limite de Serviço, os resultados de deslocamento máximo para vento atuando a 90° são praticamente iguais entre os modelos, já que este foi o critério inicial adotado para a comparação entre eles. Porém, na direção 0°, os deslocamentos dos Modelos 2 e 3 são maiores que os do Modelo 1, como mostra a Figura 62. De acordo com a Tabela 31, houve um aumento 68% e 46% no valor do deslocamento máximo para o Modelo 2 e 3, respectivamente, comparado ao Modelo 1.

Nos valores de deslocamento relativo entre pavimentos, notou-se que a razão entre os valores obtidos pelo valor de referência adotado ficou próxima a 1,0 para todos os modelos com vento atuando a 90°. Já na direção 0°, notou-se um aumento de 67% do Modelo 1 para o Modelo 2, e de 37% do Modelo 1 para o Modelo 3, como pode ser visto na Tabela 31, e no gráfico da Figura 63.

Os valores da aceleração são mostrados nos gráficos da Figura 64 e da Figura 65.

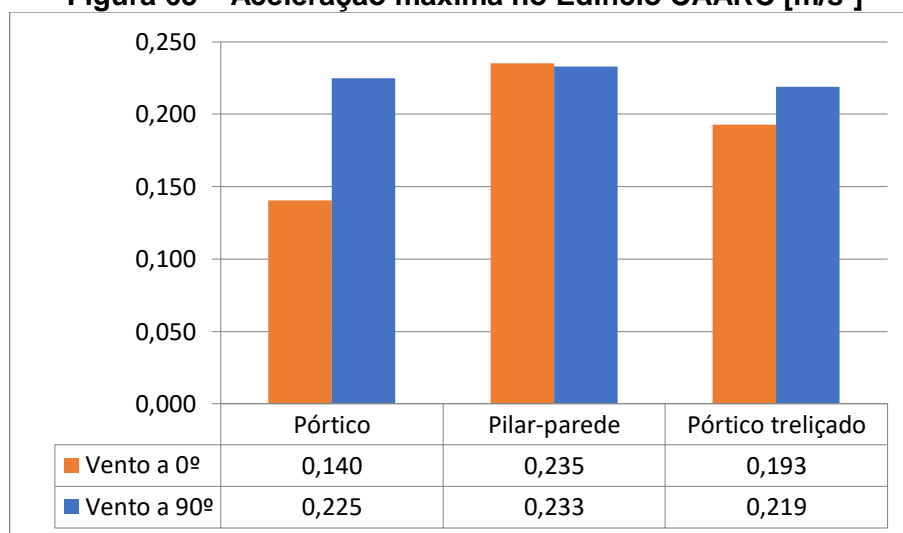


**Figura 64 - Aceleração ao longo do Edifício CAARC**



Fonte: do autor

**Figura 65 – Aceleração máxima no Edifício CAARC [m/s<sup>2</sup>]**



Fonte: do autor

Foi visto que a aceleração máxima obtida em todos os modelos superou ao limite máximo permitido pela ABNT NBR 6123 (1988), de 0,1 m/s<sup>2</sup>. Comparado ao Modelo 1, adotado como referência, os Modelos 2 e 3 resultaram valores 60% e 57% maiores, para o

caso com vento atuando a  $0^\circ$ . Já para a direção  $90^\circ$ , a razão entre os resultados dos modelos ficou próxima a 1,0, como visto na Tabela 31.

Outros autores, como Taranath (2010), consideram que limite da aceleração pode variar entre 0,10 e 0,30  $\text{m/s}^2$ , dependendo da ocupação do edifício. Isyumov et al. (1992) sugere limite na ordem de 0,15  $\text{m/s}^2$ . Portanto, nota-se que a norma brasileira apresenta valores de limites bem abaixo dos valores obtidos e dos valores referentes a outros autores.

## 8.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises feitas neste capítulo mostraram que os três modelos foram capazes de resistir à ação do vento. Porém, a utilização do sistema contraventado por pórticos e pilares-paredes reduziu em 15% o volume de concreto, enquanto que o sistema de pórticos treliçados garantiu uma economia de 31% de concreto, em comparação ao modelo de pórticos rígidos.

As normas brasileiras ABNT NBR 6123 (1988) e ABNT NBR 6118 (2014) se mostraram eficientes nas verificações da estabilidade global e das condições de conforto. A proximidade entre os valores do coeficiente  $\Upsilon_z$  de estabilidade global e do índice de deslocabilidade ( $\Delta_2/\Delta_1$ ) serviu para confirmar a eficiência do coeficiente na estimativa dos efeitos globais de segunda ordem.

# 9 CONCLUSÕES

## 9.1 RESPOSTA DINÂMICA

Este trabalho analisou os diferentes métodos e procedimentos adotados nas principais normas estrangeiras, comparando-os com o método apresentado pela norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988). ASCE 7 (2010), AS/NZ 1170.2 (2011), AIJ (2004), CNS (2012), NRC (2012), e IWC (2012) e EN 1991 (2005) utilizam variações do método de Davenport (1967) para o cálculo do fator de rajada. Tais variações se refletiram nos resultados obtidos para o exemplo estudado, mostrando diferenças nos valores de momento fletor na base, decorrentes principalmente das diferenças existentes entre as características do vento adotadas por cada norma.

A norma ABNT NBR 6123 (1988), apesar de também basear-se no método de Davenport (1967), possui um modelo próprio para o cálculo da resposta dinâmica. A partir deste trabalho, foi possível comparar os valores obtidos de normas estrangeiras previamente estudadas, com os resultados calculados através do modelo discreto da ABNT NBR 6123 (1988). Apesar das diferenças encontradas nos resultados entre as normas, a ABNT NBR 6123 (1988) apresentou resultados semelhantes aos da EN 1991 (2005), e resultados próximos aos das outras normas, mostrando que o procedimento adotado é consistente e adequado para estimar a da resposta longitudinal de um edifício alto à ação do vento.

Outros trabalhos, como o de Zhou et al. (2002) e Kwon e Kareem (2013) apresentaram uma análise comparativa entre normas considerando também as ações de serviço, como a aceleração no topo do edifício. A norma brasileira não apresenta um método direto para o cálculo da aceleração, sendo o método existente dependente dos deslocamentos.

## 9.2 EXEMPLO DE APLICAÇÃO – EDIFÍCIO CAARC

Os valores do deslocamento máximo, do deslocamento relativo entre pavimentos e da aceleração, obtidos nas análises do edifício padrão CAARC, mostram a importância da análise das ações horizontais atuantes e seus efeitos causados em edifícios altos. Viu-se que os limites impostos por cada norma para a verificação para o conforto se diferem em seus valores e procedimentos.

A norma brasileira ABNT NBR 6123 (1988) se mostrou conservadora ao limitar o deslocamento lateral máximo em um edifício a  $H/1700$ , quando comparado ao limite imposto de  $H/500$  de acordo com os critérios americanos da ASCE 7 (2016) e Taranath (2010). Esta grande diferença se dá pelo fato de que a norma americana considera em suas análises a força integral do vento em sua combinação de ações, enquanto que a brasileira limita a ação do vento a 30% do seu valor integral.

Mesmo assim, os valores obtidos mostraram que o deslocamento máximo calculado de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), considerando a ação do vento calculada de acordo com o método discreto da ABNT NBR 6123 (1988) chegam a 84,31% do seu valor limite, para ação do vento à 40m/s e categoria C2 de rugosidade do terreno, e a 134,42% do valor limite, quando considerado ação do vento de 50 m/s na mesma categoria de rugosidade. Já para a norma americana, os valores, considerando a mesma categoria de rugosidade, correspondem a 66,25% e 96,46% do valor limite, para ação do vento de 40 m/s e 50 m/s, respectivamente.

Isso mostra que a norma ASCE 7 (2016) permitiu valores maiores de deslocamento máximo em edifícios altos. Mas o inverso ocorre para os deslocamentos relativos entre pavimentos. A relação entre os resultados obtidos e o limite permitido foi maior para ASCE 7 (2016) em comparação a ABNT NBR 6118 (2014). Os casos considerando velocidade do vento de 50 m/s ultrapassaram o valor de deslocamento relativo permitido pela norma americana, enquanto que para a brasileira, todos os casos retornaram valores inferiores ao seu limite. Portanto, conclui-se que a norma ASCE 7 (2016) dá maior importância, e é mais conservadora para os deslocamentos entre pavimentos no projeto de um edifício alto.

Outro critério estudado neste trabalho, extremamente importante nas verificações de conforto, foi a aceleração do edifício. Foi visto que as informações dadas pela ABNT NBR 6123 (1988) acerca do procedimento para o cálculo da aceleração são poucas.

A limitação de  $0,1 \text{ m/s}^2$  da aceleração pela ABNT NBR 6123 (1988) se mostrou mais rigorosa que a de outros estudos, como o de Taranath (2010) que sugere um limite de até

0,3 m/s<sup>2</sup> dependendo da ocupação do edifício, e Isyumov et al. (1992) que sugere limite na ordem de 0,15 m/s<sup>2</sup>. No edifício estudado, em todos os casos o valor da aceleração superou o limite da norma, chegando a até 0,306 m/s<sup>2</sup> para o caso mais crítico.

### 9.3 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

A adoção de um sistema de contraventamento eficiente garante a redução dos deslocamentos máximos, relativos, e da aceleração de um edifício, tornando viável o projeto de um edifício alto. Conforme os edifícios foram ficando cada vez mais altos, os sistemas estruturais se tornaram cada vez mais complexos, e os efeitos de segunda ordem geram esforços significantes. Este trabalho apresentou uma comparação entre três sistemas usuais amplamente utilizados aplicados a um edifício alto: pórticos rígidos, pórticos contraventados por pilares-paredes, e contraventamento por pórticos treliçados.

Em todos os modelos estudados, o coeficiente  $\gamma_z$  apresentou uma boa estimativa dos efeitos de segunda globais de segunda ordem. Seus valores foram comparados com os valores do efeito P- $\Delta$  e do índice de deslocabilidade  $B_2$ , calculados por meio do software de elementos finitos SAP2000®. Os resultados mostraram que a relação  $B_2/\gamma_z$  se manteve entre 1,01 e 1,04, comprovando a eficácia do coeficiente  $\gamma_z$  de estabilidade global nas análises feitas neste trabalho.

Os resultados mostraram que o sistema contraventado por pórticos rígidos foi o que apresentou maior consumo total de concreto, conseguindo-se reduzir o volume de concreto em 15% com a inserção de pilares-parede, e em 31% a partir do contraventamento por treliças metálicas.

Os resultados obtidos, juntamente com a análise de outros aspectos, como o consumo de aço, métodos construtivos e orçamento da construção, podem levar a escolha do sistema mais adequado para o edifício alto.

### 9.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projeto de um edifício alto demanda diversas verificações e estudos detalhados das ações atuantes na estrutura. Não dispondo de recursos suficientes para a realização de ensaios de túnel de vento, que geram resultados mais reais e precisos da ação do vento na

estrutura, torna-se necessário um estudo teórico aprofundado dos procedimentos de cálculo utilizados no projeto desses edifícios.

Dessa forma, atentando-se ao objetivo proposto neste trabalho, as normas brasileiras ABNT NBR 6123 (1988) e ABNT NBR 6118 (2014) foram analisadas e comparadas com outras normas estrangeiras, trazendo resultados que possibilitaram verificar a viabilidade estrutural do projeto de edifícios altos no Brasil. Tais resultados evidenciaram disparidades entre as normas brasileiras e as estrangeiras, porém, as normas brasileiras se mostraram eficientes ao projeto do edifício alto estudado, considerando as verificações de conforto necessárias ao Estado Limite de Serviço e de estabilidade global referente ao Estado Limite Último.

## **9.5 PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS**

A escassez de revisão bibliográfica motivou a realização deste estudo exploratório da ação do vento em edifícios altos no Brasil. A partir daí, sugere-se a ampliação deste estudo considerando diferentes geometrias, alturas e sistemas estruturais para analisar a influência destes parâmetros no projeto de edifícios altos de acordo com as normas brasileiras atuais.

Também se sugere a comparação dos resultados teóricos com ensaios em túnel de vento a fim de confirmar a viabilidade da norma brasileira no projeto de um edifício alto.

Além disto, a análise dos efeitos de segunda ordem é fundamental para a análise e projeto de um edifício alto, como visto neste trabalho. Sendo assim sugere-se o estudo aprofundado dos efeitos de segunda ordem de forma não aproximada.

Um futuro trabalho também poderia abranger a revisão do mapa de isopletras utilizado na determinação da velocidade básica do vento, que pode estar defasado em relação às condições climáticas atuais.

# 10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 - *Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, USA. 2014.

ALGABA, F. G. **Avaliação de métodos teóricos para estimativa do comportamento de edifícios altos sob a ação de vento turbulento**. Dissertação (mestrado) – UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro, 2016.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE 7-2010. Reston, VA, 2010.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE 7 - *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Reston, USA. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6120:2019: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, 2008. 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6123:1988: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1998. 66p.

ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN (AIJ). RLB recommendations for loads on buildings. Structural Standards Committee, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan; 2004.

BASTOS, A. M. C. Q. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifícios de andares múltiplos em estrutura mista de aço e concreto**. 2014. 76 p. Monografia (Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995. 166p.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005. 282p.

CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Vol 2**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2013

CTBUH - Council on Tall Buildings and Urban Habitat. **CTBUH Height Criteria**. Disponível em <<http://www.ctbuh.org/TallBuildings/HeightStatistics/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx>>. Acesso em: 30/09/2018.

CTBUH – Council on Tall Buildings and Urban Habitat. **Monograph on Planning and Design of Tall Buildings**. USA: ASCE, 1978. Chapter CL-3: Wind Loading and Wind Effects, p. 144-248.

DAVENPORT, A. G. Gust loading factors. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v.93, n.3, 1967; p.11-34.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – wind actions. EN 1991-1-4:2005/AC:2010. European Standard (Eurocode), Europe; 2010.

GALAMBOS, T.V. **Guide to stability design criteria for metal structures**. (5 ed.). USA: John Willey & Sons, 1998.

HALLEBRAND, E; JAKOBSSON, W. **Structural design of high-rise buildings**. 2016. 87 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Division of Structural Mechanics, Lund University, Lund, Sweden, 2016.

INDIAN WIND CODE (IWC). IS: 875 (Part 3): Wind loads on buildings and structures – proposed draft & commentary. Document No: IITK GSDMA-Wind 02-V 50. India; 2012.

JESIEN, W.; STATHOPOULOS, T.; KINH HA, H. Dynamic along-wind response of buildings: Comparative study. **Journal of Structural Engineering**, v.119, n.5, 1993; p.1498-1515.

JOINT TECHNICAL COMMITTEE. AS/NZ 1170.2:2011 Structural design actions – Part 2: Wind actions. Australian/New Zealand Standard (AS/NZS): Joint Technical Committee BD-006, Australia/New Zealand, 2011.

KIJEWSKI, T.; KAREEM, A. Dynamic wind effects: A comparative study of provisions in codes and standards with wind tunnel data. **Wind and Structures An International Journal**, v.1, n.1, 1998; p.77-109.

KWOK, K. C. S; MELBOURNE, W.H. Cross-wind response of structures due to displacement dependent lock-in excitation. **Zement-Kalk-Gips**. 2. 1980, p. 699-708.

KWON, D. K., KAREEM, A. Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings. **Engineering Structures**, v.51, 2013; p.23-35.

LAVÔR, T. F. A. **Análise dinâmica do modelo padrão de edifício alto sob a ação do vento**. Dissertação (mestrado) – UnB, Faculdade de Tecnologia. Brasília, Brasil, 2017.

LEE, B. E.; NG, W. K. Comparisons of estimated dynamic along-wind responses. **Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics**, v.30, 1988; p.153-162.

MELBOURNE, W. H. Cross-wind response of structures to wind action. In: **FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES**, 1975, Heathrow/UK. Proceedings... Cambridge: Cambridge University Press, 1977, p. 343-358



NATIONAL RESEARCH COUNCIL (NRC). National building code of Canada. Associate Committee on the National Building Code, National Research Council, Ottawa, Canada; 2012.

NATIONAL STANDARDS COMMITTEE. Load code for the design of building structures, China National Standard (CNS). GB 50009-2012: National Standards Committee, Beijing, China; 2012.

RIERA, J. D. **On the lateral dynamic response of structures subjected to turbulent wind action**. Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 1981. 30p. Caderno Técnico CT-29/81.

SAA. AS1170.2 Part 2: Wind forces. Australian Standards AS 1170.2:2002. Sydney: Standards Association of Australia; 2002.

SANTOS, L. F. **Sistemas de contraventamento aplicados em estruturas pré-moldadas de concreto de múltiplos pavimentos**. 2015. 194 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.

SARTORI, F. C. Uma comparação de métodos para avaliar a resposta dinâmica de edifícios altos em túnel de vento. Dissertação (mestrado) – UFRGS, Escola de Engenharia. Porto Alegre, Brasil, 2010.

SILVA, E. F. D. P. **Desempenho estrutural de edifícios de grande altura**. 2010. 185 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2010.

SIMI, E; SCANLAN, R. **Wind effects on structures: Fundamentals and applications to design**, New York: John Wiley & Sons, 3ed, 1996. 694 p.

SOLARI, G. Gust buffeting I: Peak wind velocity and equivalent pressure. **Journal of Structural Engineering**, v.119, n.2, 1993a; p.365-382.

SOLARI, G. Gust buffeting II: Dynamic along-wind response. **Journal of Structural Engineering**, v.119, n.2, 1993b; p383-397

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton - FL: CRC Press, 2010. 923 p.

TREIN, C. A. **Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento**. 2005. 152 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC/Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

VANIN, D. D. Resposta dinâmica de edifícios altos frente à ação do vento: Comparação de técnicas experimentais em túnel de vento. Dissertação (mestrado) – UFRGS, Escola de Engenharia. Porto Alegre, Brasil, 2011.

VELLOZI, J; COHEN, E. Gust response factors. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v.94, n.6, 1968; p.1295-1313.

VICKERY, B, J. On the reliability of gust loading factors. Proceedings of Technical Meeting Concerning Wind Loads on Buildings and Structures, Building Science Series 30, National Bureau of Standards, Washington, D.C, 1970; p.296-312.

WEERASURIYA, A. U; JAYASINGHE, M. T. R. Wind Loads on High-Rise Buildings by Using Five Major International Wind Codes and Standards. **ENGINEER**. Sri Lanka, 2014. V. XLVII, No. 03, p.13-25.

YEO, D; SIMIU, E. High-Rise Reinforced Concrete Structures: Database-Assisted Design for Winds. **Journal of Structural Engineering**. USA: ASCE, 2011. V.137.

YEO, D. National Institute of Standard and Technology. *Database-Assisted Design of High-Rise Reinforced Concrete Structures for Wind: Concepts, Software, and Application*. Gaithersburg, USA. 2010.

ZHOU, Y; KIJEWski, T; KAREEM, A. Along-Wind Load Effects on Tall Buildings: Comparative Study of Major International Codes and Standards. **Journal of Structural Engineering**. USA: ASCE, 2002. V.128, p.788-796.

# APÊNDICE A – Resultados gerais

Tabela A.1 - Pressão de obstrução do vento para categoria IV de rugosidade do terreno

Andar	z [m]	X [kN]	q [kN/m <sup>2</sup> ]	Andar	z [m]	X [kN]	q [kN/m <sup>2</sup> ]
1	3,048	31,13	0,2234	31	94,488	218,88	1,5707
2	6,096	44,94	0,3225	32	97,536	223,58	1,6044
3	9,144	56,16	0,4030	33	100,584	228,25	1,6379
4	12,192	66,06	0,4740	34	103,632	232,88	1,6711
5	15,24	75,13	0,5391	35	106,68	237,49	1,7042
6	18,288	83,61	0,6000	36	109,728	242,06	1,7370
7	21,336	91,65	0,6577	37	112,776	246,61	1,7697
8	24,384	99,35	0,7129	38	115,824	251,13	1,8021
9	27,432	106,77	0,7662	39	118,872	255,63	1,8344
10	30,48	113,95	0,8177	40	121,92	260,10	1,8665
11	33,528	116,17	0,8337	41	124,968	256,17	1,8382
12	36,576	122,55	0,8794	42	128,016	260,39	1,8685
13	39,624	128,78	0,9241	43	131,064	264,59	1,8987
14	42,672	134,87	0,9678	44	134,112	268,76	1,9286
15	45,72	140,85	1,0107	45	137,16	272,92	1,9585
16	48,768	146,72	1,0529	46	140,208	277,06	1,9882
17	51,816	152,49	1,0943	47	143,256	281,18	2,0177
18	54,864	158,18	1,1351	48	146,304	285,28	2,0472
19	57,912	163,78	1,1753	49	149,352	289,36	2,0765
20	60,96	169,31	1,2150	50	152,4	293,43	2,1056
21	64,008	172,90	1,2407	51	155,448	297,48	2,1347
22	67,056	178,21	1,2788	52	158,496	301,51	2,1636
23	70,104	183,46	1,3165	53	161,544	305,53	2,1925
24	73,152	188,65	1,3538	54	164,592	309,53	2,2212
25	76,2	193,80	1,3907	55	167,64	313,52	2,2498
26	79,248	198,89	1,4272	56	170,688	317,50	2,2783
27	82,296	203,94	1,4635	57	173,736	321,45	2,3067
28	85,344	208,95	1,4994	58	176,784	325,40	2,3351
29	88,392	213,92	1,5350	59	179,832	329,33	2,3633
30	91,44	218,84	1,5704	60	182,88	333,25	2,3914

Fonte: do autor

**Tabela A.2 - Ações verticais atuantes no Edifício Padrão CAARC**

Pav 1-10	Pav 11-20	Pav 21-30	Pav 31-40	Pav 41-50	Pav 51-60
Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787
Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
h [m] 0,15 P [kN] 5226	h [m] 0,15 P [kN] 5265	h [m] 0,15 P [kN] 5226	h [m] 0,15 P [kN] 5226	h [m] 0,15 P [kN] 5226	h [m] 0,15 P [kN] 5226
Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
h [m] 0,8 b [m] 0,55 P [kN] 5700	h [m] 0,75 b [m] 0,55 P [kN] 5344	h [m] 0,75 b [m] 0,5 P [kN] 4858	h [m] 0,75 b [m] 0,45 P [kN] 4372	h [m] 0,7 b [m] 0,4 P [kN] 3627	h [m] 0,7 b [m] 0,4 P [kN] 3627
Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes
h [m] 2,248 b [m] 0,15 P [kN] 3145	h [m] 2,298 b [m] 0,15 P [kN] 3215	h [m] 2,298 b [m] 0,15 P [kN] 3215	h [m] 2,298 b [m] 0,15 P [kN] 3215	h [m] 2,348 b [m] 0,15 P [kN] 3285	h [m] 2,348 b [m] 0,15 P [kN] 3285
Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares
h [m] 2,248 b <sub>x</sub> [m] 1,1 b <sub>y</sub> [m] 1,1 n 48 P [kN] 3264 P <sub>pav</sub> [kN] 20122	h [m] 2,298 b <sub>x</sub> [m] 0,9 b <sub>y</sub> [m] 0,9 n 48 P [kN] 2234 P <sub>pav</sub> [kN] 18805	h [m] 2,298 b <sub>x</sub> [m] 0,85 b <sub>y</sub> [m] 0,85 n 48 P [kN] 1992 P <sub>pav</sub> [kN] 18078	h [m] 2,298 b <sub>x</sub> [m] 0,8 b <sub>y</sub> [m] 0,8 n 48 P [kN] 1765 P <sub>pav</sub> [kN] 17365	h [m] 2,348 b <sub>x</sub> [m] 0,75 b <sub>y</sub> [m] 0,75 n 48 P [kN] 1585 P <sub>pav</sub> [kN] 16510	h [m] 2,348 b <sub>x</sub> [m] 0,75 b <sub>y</sub> [m] 0,75 n 48 P [kN] 1585 P <sub>pav</sub> [kN] 16510

Fonte: do autor

**Tabela A.3 – Deslocamentos horizontais do edifício CAARC para combinação combinação rara com**

Andar	Altura	Deslocamento [cm]	Andar	Altura	Deslocamento [cm]	Andar	Altura	Deslocamento [cm]
60	182,88	18,88	40	121,92	13,59	20	60,96	6,50
59	179,83	18,72	39	118,87	13,27	19	57,91	6,15
58	176,78	18,55	38	115,82	12,94	18	54,86	5,80
57	173,74	18,37	37	112,78	12,61	17	51,82	5,44
56	170,69	18,18	36	109,73	12,27	16	48,77	5,09
55	167,64	17,98	35	106,68	11,92	15	45,72	4,74
54	164,59	17,76	34	103,63	11,57	14	42,67	4,39
53	161,54	17,53	33	100,58	11,22	13	39,62	4,04
52	158,50	17,29	32	97,54	10,86	12	36,58	3,70
51	155,45	17,04	31	94,49	10,50	11	33,53	3,36
50	152,40	16,78	30	91,44	10,14	10	30,48	3,03
49	149,35	16,50	29	88,39	9,78	9	27,43	2,73
48	146,30	16,21	28	85,34	9,43	8	24,38	2,44
47	143,26	15,92	27	82,30	9,07	7	21,34	2,15
46	140,21	15,61	26	79,25	8,71	6	18,29	1,86
45	137,16	15,29	25	76,20	8,34	5	15,24	1,57
44	134,11	14,97	24	73,15	7,97	4	12,19	1,28
43	131,06	14,63	23	70,10	7,61	3	9,14	0,99
42	128,02	14,28	22	67,06	7,24	2	6,10	0,69
41	124,97	13,94	21	64,01	6,87	1	3,05	0,37

Fonte: do autor

# APÊNDICE B – Tabelas para comparação entre sistemas de contraventamento

**Tabela B.1 – Ação do vento a 0°**

i	Zi (m)	Xi (kN)	q [kN/m <sup>2</sup> ]
1	3,05	42,64	0,46
2	6,10	54,93	0,59
3	9,14	64,37	0,69
4	12,19	72,47	0,78
5	15,24	79,77	0,86
6	18,29	86,53	0,93
7	21,34	92,88	1,00
8	24,38	98,93	1,06
9	27,43	104,74	1,13
10	30,48	110,34	1,19
11	33,53	111,37	1,20
12	36,58	116,27	1,25
13	39,62	121,04	1,30
14	42,67	125,71	1,35
15	45,72	130,29	1,40
16	48,77	134,78	1,45
17	51,82	139,20	1,50
18	54,86	143,55	1,55
19	57,91	147,85	1,59
20	60,96	152,08	1,64
21	64,01	154,52	1,66
22	67,06	158,58	1,71
23	70,10	162,59	1,75
24	73,15	166,56	1,79
25	76,20	170,49	1,84
26	79,25	174,39	1,88
27	82,30	178,26	1,92
28	85,34	182,09	1,96
29	88,39	185,90	2,00
30	91,44	189,68	2,04

i	Zi (m)	Xi (kN)	q [kN/m <sup>2</sup> ]
31	94,49	188,93	2,03
32	97,54	192,51	2,07
33	100,58	196,07	2,11
34	103,63	199,61	2,15
35	106,68	203,13	2,19
36	109,73	206,63	2,22
37	112,78	210,11	2,26
38	115,82	213,57	2,30
39	118,87	217,02	2,34
40	121,92	220,45	2,37
41	124,97	216,08	2,33
42	128,02	219,29	2,36
43	131,06	222,48	2,39
44	134,11	225,66	2,43
45	137,16	228,83	2,46
46	140,21	231,98	2,50
47	143,26	235,12	2,53
48	146,30	238,25	2,56
49	149,35	241,37	2,60
50	152,40	244,48	2,63
51	155,45	247,58	2,66
52	158,50	250,66	2,70
53	161,54	253,74	2,73
54	164,59	256,81	2,76
55	167,64	259,86	2,80
56	170,69	262,91	2,83
57	173,74	265,95	2,86
58	176,78	268,98	2,90
59	179,83	272,00	2,93
60	182,88	275,02	2,96

Fonte: do autor

**Tabela B.2 - Ação do vento a 90°.**

Andar	z [m]	X [kN]	q [kN/m <sup>2</sup> ]	Andar	z [m]	X [kN]	q [kN/m <sup>2</sup> ]
1	3,05	70,95	0,51	31	94,49	296,28	2,13
2	6,10	90,76	0,65	32	97,54	301,61	2,16
3	9,14	105,78	0,76	33	100,58	306,90	2,20
4	12,19	118,55	0,85	34	103,63	312,16	2,24
5	15,24	129,96	0,93	35	106,68	317,38	2,28
6	18,29	140,45	1,01	36	109,73	322,56	2,31
7	21,34	150,27	1,08	37	112,78	327,72	2,35
8	24,38	159,57	1,15	38	115,82	332,84	2,39
9	27,43	168,47	1,21	39	118,87	337,94	2,43
10	30,48	177,03	1,27	40	121,92	343,00	2,46
11	33,53	179,11	1,29	41	124,97	337,12	2,42
12	36,58	186,58	1,34	42	128,02	341,87	2,45
13	39,62	193,86	1,39	43	131,06	346,59	2,49
14	42,67	200,95	1,44	44	134,11	351,30	2,52
15	45,72	207,89	1,49	45	137,16	355,98	2,55
16	48,77	214,69	1,54	46	140,21	360,63	2,59
17	51,82	221,36	1,59	47	143,26	365,27	2,62
18	54,86	227,92	1,64	48	146,30	369,89	2,65
19	57,91	234,37	1,68	49	149,35	374,49	2,69
20	60,96	240,73	1,73	50	152,40	379,06	2,72
21	64,01	244,56	1,75	51	155,45	383,63	2,75
22	67,06	250,64	1,80	52	158,50	388,17	2,79
23	70,10	256,65	1,84	53	161,54	392,70	2,82
24	73,15	262,59	1,88	54	164,59	397,21	2,85
25	76,20	268,46	1,93	55	167,64	401,70	2,88
26	79,25	274,28	1,97	56	170,69	406,18	2,91
27	82,30	280,05	2,01	57	173,74	410,64	2,95
28	85,34	285,76	2,05	58	176,78	415,09	2,98
29	88,39	291,42	2,09	59	179,83	419,53	3,01
30	91,44	297,04	2,13	60	182,88	423,95	3,04

Fonte: do autor

**Tabela B.3 - Cargas Verticais em cada pavimento do Modelo 1**

Pav 1-10	Pav 11-20	Pav 21-30	Pav 31-40	Pav 41-50	Pav 51-60
Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787
Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968
Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
h [m] 0,7 b [m] 0,5 ny 6 nx 8 P [kN] 4534	h [m] 0,7 b [m] 0,5 ny 6 nx 8 P [kN] 4534	h [m] 0,7 b [m] 0,5 ny 6 nx 8 P [kN] 4534	h [m] 0,7 b [m] 0,5 ny 6 nx 8 P [kN] 4534	h [m] 0,7 b [m] 0,4 ny 6 nx 8 P [kN] 3627	h [m] 0,7 b [m] 0,4 ny 6 nx 8 P [kN] 3627
Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes
h [m] 2,35 b [m] 0,15 ny 6 nx 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 ny 6 nx 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 ny 6 nx 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 ny 6 nx 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 ny 6 nx 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 ny 6 nx 8 P [kN] 3285
Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares
h [m] 3,05 bx [m] 1,1 by [m] 1,1 n 48 P [kN] 4426	h [m] 3,05 bx [m] 0,9 by [m] 0,9 n 48 P [kN] 2963	h [m] 3,05 bx [m] 0,85 by [m] 0,85 n 48 P [kN] 2643	h [m] 3,05 bx [m] 0,8 by [m] 0,8 n 48 P [kN] 2341	h [m] 3,05 bx [m] 0,7 by [m] 0,7 n 48 P [kN] 1792	h [m] 3,05 bx [m] 0,7 by [m] 0,7 n 48 P [kN] 1792
<b>P<sub>pav</sub> [kN] 21999,3</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 20536,3</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 20216,3</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 19915,5</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 18459,1</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 18459,1</b>

Fonte: do autor.



**Tabela B.4 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a 0° (Modelo 1 – ELU).**

Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$	Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$
		Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )				Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )	
60	182,88	26,92	30,17	1,12	30	91,44	15,94	18,22	1,14
59	179,83	26,79	30,03	1,12	29	88,39	15,44	17,66	1,14
58	176,78	26,64	29,87	1,12	28	85,34	14,93	17,09	1,14
57	173,74	26,47	29,69	1,12	27	82,30	14,41	16,51	1,15
56	170,69	26,28	29,49	1,12	26	79,25	13,89	15,92	1,15
55	167,64	26,07	29,26	1,12	25	76,20	13,35	15,32	1,15
54	164,59	25,83	29,01	1,12	24	73,15	12,81	14,71	1,15
53	161,54	25,58	28,74	1,12	23	70,10	12,26	14,09	1,15
52	158,50	25,30	28,44	1,12	22	67,06	11,70	13,46	1,15
51	155,45	25,00	28,12	1,12	21	64,01	11,14	12,82	1,15
50	152,40	24,68	27,78	1,13	20	60,96	10,57	12,17	1,15
49	149,35	24,34	27,41	1,13	19	57,91	10,01	11,52	1,15
48	146,30	23,98	27,02	1,13	18	54,86	9,44	10,87	1,15
47	143,26	23,60	26,61	1,13	17	51,82	8,86	10,21	1,15
46	140,21	23,20	26,18	1,13	16	48,77	8,28	9,54	1,15
45	137,16	22,78	25,73	1,13	15	45,72	7,69	8,87	1,15
44	134,11	22,35	25,25	1,13	14	42,67	7,11	8,19	1,15
43	131,06	21,89	24,76	1,13	13	39,62	6,51	7,51	1,15
42	128,02	21,43	24,24	1,13	12	36,58	5,92	6,82	1,15
41	124,97	20,95	23,73	1,13	11	33,53	5,33	6,13	1,15
40	121,92	20,50	23,23	1,13	10	30,48	4,74	5,45	1,15
39	118,87	20,08	22,77	1,13	9	27,43	4,17	4,79	1,15
38	115,82	19,66	22,32	1,14	8	24,38	3,61	4,14	1,15
37	112,78	19,23	21,85	1,14	7	21,34	3,05	3,48	1,14
36	109,73	18,79	21,37	1,14	6	18,29	2,49	2,84	1,14
35	106,68	18,35	20,87	1,14	5	15,24	1,94	2,21	1,14
34	103,63	17,88	20,37	1,14	4	12,19	1,42	1,60	1,13
33	100,58	17,41	19,85	1,14	3	9,14	0,92	1,04	1,12
32	97,54	16,93	19,32	1,14	2	6,10	0,49	0,54	1,11
31	94,49	16,44	18,77	1,14	1	3,05	0,15	0,17	1,10

Fonte: do autor.

**Tabela B.5 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a 90° (Modelo 1 – ELU)**

Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$	Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$
		Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )				Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )	
60	182,88	46,15	52,13	1,13	30	91,44	25,84	29,66	1,15
59	179,83	45,83	51,77	1,13	29	88,39	24,98	28,69	1,15
58	176,78	45,47	51,38	1,13	28	85,34	24,11	27,71	1,15
57	173,74	45,09	50,96	1,13	27	82,30	23,23	26,71	1,15
56	170,69	44,67	50,50	1,13	26	79,25	22,33	25,70	1,15
55	167,64	44,21	50,00	1,13	25	76,20	21,43	24,67	1,15
54	164,59	43,73	49,47	1,13	24	73,15	20,52	23,63	1,15
53	161,54	43,21	48,91	1,13	23	70,10	19,60	22,58	1,15
52	158,50	42,66	48,31	1,13	22	67,06	18,67	21,52	1,15
51	155,45	42,08	47,67	1,13	21	64,01	17,74	20,45	1,15
50	152,40	41,47	47,00	1,13	20	60,96	16,80	19,38	1,15
49	149,35	40,82	46,30	1,13	19	57,91	15,87	18,31	1,15
48	146,30	40,15	45,56	1,13	18	54,86	14,93	17,23	1,15
47	143,26	39,45	44,79	1,14	17	51,82	13,99	16,15	1,15
46	140,21	38,71	43,98	1,14	16	48,77	13,05	15,06	1,15
45	137,16	37,95	43,14	1,14	15	45,72	12,10	13,96	1,15
44	134,11	37,17	42,27	1,14	14	42,67	11,15	12,86	1,15
43	131,06	36,35	41,37	1,14	13	39,62	10,20	11,76	1,15
42	128,02	35,52	40,45	1,14	12	36,58	9,25	10,66	1,15
41	124,97	34,68	39,51	1,14	11	33,53	8,31	9,56	1,15
40	121,92	33,87	38,62	1,14	10	30,48	7,38	8,48	1,15
39	118,87	33,12	37,79	1,14	9	27,43	6,49	7,45	1,15
38	115,82	32,37	36,95	1,14	8	24,38	5,60	6,42	1,15
37	112,78	31,60	36,10	1,14	7	21,34	4,73	5,40	1,14
36	109,73	30,82	35,23	1,14	6	18,29	3,86	4,40	1,14
35	106,68	30,03	34,35	1,14	5	15,24	3,01	3,42	1,14
34	103,63	29,22	33,44	1,14	4	12,19	2,19	2,48	1,13
33	100,58	28,39	32,52	1,15	3	9,14	1,43	1,60	1,12
32	97,54	27,55	31,58	1,15	2	6,10	0,75	0,84	1,11
31	94,49	26,70	30,63	1,15	1	3,05	0,24	0,26	1,10

Fonte: do autor.

**Tabela B.6 - Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 1 - ELS)**

Andar	Altura [m]	Desloc. 0º [cm]	Desloc. 90º [cm]	Andar	Altura [m]	Desloc. 0º [cm]	Desloc. 90º [cm]
60	182,88	6,23	10,73	30	91,44	3,73	6,07
59	179,83	6,20	10,65	29	88,39	3,62	5,87
58	176,78	6,16	10,57	28	85,34	3,50	5,67
57	173,74	6,13	10,48	27	82,30	3,38	5,46
56	170,69	6,08	10,39	26	79,25	3,26	5,26
55	167,64	6,04	10,29	25	76,20	3,14	5,04
54	164,59	5,98	10,18	24	73,15	3,01	4,83
53	161,54	5,93	10,06	23	70,10	2,88	4,62
52	158,50	5,86	9,93	22	67,06	2,75	4,40
51	155,45	5,80	9,80	21	64,01	2,62	4,18
50	152,40	5,72	9,66	20	60,96	2,49	3,96
49	149,35	5,65	9,51	19	57,91	2,36	3,74
48	146,30	5,57	9,36	18	54,86	2,22	3,52
47	143,26	5,48	9,20	17	51,82	2,09	3,30
46	140,21	5,39	9,03	16	48,77	1,95	3,08
45	137,16	5,30	8,86	15	45,72	1,81	2,85
44	134,11	5,20	8,68	14	42,67	1,67	2,63
43	131,06	5,09	8,49	13	39,62	1,53	2,40
42	128,02	4,99	8,30	12	36,58	1,39	2,18
41	124,97	4,88	8,11	11	33,53	1,25	1,96
40	121,92	4,78	7,92	10	30,48	1,11	1,74
39	118,87	4,68	7,75	9	27,43	0,98	1,52
38	115,82	4,59	7,58	8	24,38	0,85	1,31
37	112,78	4,49	7,40	7	21,34	0,71	1,11
36	109,73	4,39	7,22	6	18,29	0,58	0,90
35	106,68	4,29	7,04	5	15,24	0,45	0,70
34	103,63	4,18	6,85	4	12,19	0,33	0,51
33	100,58	4,07	6,66	3	9,14	0,21	0,33
32	97,54	3,96	6,47	2	6,10	0,11	0,17
31	94,49	3,85	6,27	1	3,05	0,03	0,05

Fonte: do autor

**Tabela B.7 – Cargas verticais em cada pavimento do Modelo 2.**

Pav 1-10	Pav 11-20	Pav 21-30	Pav 31-40	Pav 41-50	Pav 51-60
Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787
Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968
Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 4 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 2463	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 4 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 2463	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 4 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 2463	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 4 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 2463	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 4 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 2463	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 4 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 2463
Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes
h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285
Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares
h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,7 b <sub>y</sub> [m] 0,7 n 24 P [kN] 896,1	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,65 b <sub>y</sub> [m] 0,65 n 24 P [kN] 772,7	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,6 b <sub>y</sub> [m] 0,6 n 24 P [kN] 658,4	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,6 b <sub>y</sub> [m] 0,6 n 24 P [kN] 658,4	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 24 P [kN] 457,2	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 24 P [kN] 457,2
Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede
h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 6,096 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 8 P [kN] 1858	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 6,096 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 8 P [kN] 1858	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 6,096 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 8 P [kN] 1858	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 6,096 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 8 P [kN] 1858	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 6,096 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 8 P [kN] 1858	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 6,096 b <sub>y</sub> [m] 0,5 n 8 P [kN] 1858
Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede	Pilares-Parede
h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 6,531 n 4 P [kN] 995,4	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 6,531 n 4 P [kN] 995,4	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 6,531 n 4 P [kN] 995,4	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 6,531 n 4 P [kN] 995,4	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 6,531 n 4 P [kN] 995,4	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,5 b <sub>y</sub> [m] 6,531 n 4 P [kN] 995,4
<b>P<sub>pav</sub> [kN] 19252,1</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 19128,6</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 19014,3</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 19014,3</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 18813,2</b>	<b>P<sub>pav</sub> [kN] 18813,2</b>

Fonte: do autor

**Tabela B.8 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a 0° (Modelo 2 – ELU).**

Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$	Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$
		Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )				Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )	
60	182,88	42,99	52,19	1,21	30	91,44	23,21	28,57	1,23
59	179,83	42,55	51,68	1,21	29	88,39	22,31	27,47	1,23
58	176,78	42,11	51,17	1,22	28	85,34	21,40	26,35	1,23
57	173,74	41,66	50,64	1,22	27	82,30	20,48	25,21	1,23
56	170,69	41,20	50,10	1,22	26	79,25	19,55	24,07	1,23
55	167,64	40,73	49,55	1,22	25	76,20	18,62	22,91	1,23
54	164,59	40,25	48,98	1,22	24	73,15	17,68	21,75	1,23
53	161,54	39,74	48,39	1,22	23	70,10	16,73	20,57	1,23
52	158,50	39,23	47,79	1,22	22	67,06	15,78	19,40	1,23
51	155,45	38,69	47,16	1,22	21	64,01	14,83	18,21	1,23
50	152,40	38,14	46,51	1,22	20	60,96	13,88	17,03	1,23
49	149,35	37,57	45,83	1,22	19	57,91	12,93	15,85	1,23
48	146,30	36,97	45,14	1,22	18	54,86	11,98	14,68	1,22
47	143,26	36,36	44,41	1,22	17	51,82	11,05	13,51	1,22
46	140,21	35,73	43,67	1,22	16	48,77	10,11	12,35	1,22
45	137,16	35,08	42,90	1,22	15	45,72	9,19	11,21	1,22
44	134,11	34,41	42,10	1,22	14	42,67	8,29	10,09	1,22
43	131,06	33,72	41,28	1,22	13	39,62	7,40	8,99	1,21
42	128,02	33,01	40,43	1,22	12	36,58	6,54	7,92	1,21
41	124,97	32,28	39,56	1,23	11	33,53	5,70	6,88	1,21
40	121,92	31,53	38,67	1,23	10	30,48	4,89	5,89	1,20
39	118,87	30,77	37,75	1,23	9	27,43	4,12	4,95	1,20
38	115,82	29,99	36,81	1,23	8	24,38	3,39	4,06	1,20
37	112,78	29,19	35,85	1,23	7	21,34	2,71	3,23	1,19
36	109,73	28,38	34,87	1,23	6	18,29	2,08	2,47	1,19
35	106,68	27,55	33,87	1,23	5	15,24	1,52	1,79	1,18
34	103,63	26,71	32,84	1,23	4	12,19	1,03	1,20	1,17
33	100,58	25,85	31,80	1,23	3	9,14	0,61	0,72	1,17
32	97,54	24,99	30,74	1,23	2	6,10	0,30	0,34	1,16
31	94,49	24,10	29,67	1,23	1	3,05	0,09	0,10	1,14

Fonte: do autor.

**Tabela B.9 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a 90° (Modelo 2 – ELU).**

Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$	Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$
		Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )				Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )	
60	182,88	45,70	52,08	1,14	30	91,44	23,91	27,46	1,15
59	179,83	45,18	51,50	1,14	29	88,39	22,96	26,37	1,15
58	176,78	44,66	50,91	1,14	28	85,34	22,01	25,27	1,15
57	173,74	44,13	50,32	1,14	27	82,30	21,04	24,16	1,15
56	170,69	43,58	49,71	1,14	26	79,25	20,07	23,05	1,15
55	167,64	43,03	49,09	1,14	25	76,20	19,10	21,92	1,15
54	164,59	42,47	48,46	1,14	24	73,15	18,12	20,79	1,15
53	161,54	41,89	47,81	1,14	23	70,10	17,14	19,66	1,15
52	158,50	41,29	47,15	1,14	22	67,06	16,15	18,52	1,15
51	155,45	40,68	46,46	1,14	21	64,01	15,17	17,38	1,15
50	152,40	40,05	45,75	1,14	20	60,96	14,18	16,24	1,15
49	149,35	39,40	45,03	1,14	19	57,91	13,20	15,11	1,14
48	146,30	38,73	44,28	1,14	18	54,86	12,23	13,98	1,14
47	143,26	38,05	43,52	1,14	17	51,82	11,26	12,87	1,14
46	140,21	37,35	42,73	1,14	16	48,77	10,30	11,76	1,14
45	137,16	36,63	41,92	1,14	15	45,72	9,36	10,67	1,14
44	134,11	35,89	41,08	1,14	14	42,67	8,43	9,60	1,14
43	131,06	35,13	40,23	1,15	13	39,62	7,52	8,55	1,14
42	128,02	34,36	39,36	1,15	12	36,58	6,64	7,53	1,14
41	124,97	33,56	38,46	1,15	11	33,53	5,78	6,55	1,13
40	121,92	32,76	37,55	1,15	10	30,48	4,96	5,61	1,13
39	118,87	31,93	36,61	1,15	9	27,43	4,17	4,71	1,13
38	115,82	31,10	35,66	1,15	8	24,38	3,43	3,86	1,13
37	112,78	30,24	34,69	1,15	7	21,34	2,73	3,07	1,12
36	109,73	29,38	33,71	1,15	6	18,29	2,10	2,35	1,12
35	106,68	28,50	32,70	1,15	5	15,24	1,53	1,70	1,12
34	103,63	27,60	31,68	1,15	4	12,19	1,03	1,14	1,11
33	100,58	26,70	30,65	1,15	3	9,14	0,61	0,68	1,11
32	97,54	25,78	29,60	1,15	2	6,10	0,29	0,32	1,10
31	94,49	24,85	28,54	1,15	1	3,05	0,09	0,09	1,09

Fonte: do autor.

**Tabela B.10 - Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 2 - ELS).**

Andar	Altura [m]	Desloc. 0º [cm]	Desloc. 90º [cm]	Andar	Altura [m]	Desloc. 0º [cm]	Desloc. 90º [cm]
60	182,88	10,47	10,69	30	91,44	5,70	5,62
59	179,83	10,36	10,57	29	88,39	5,48	5,40
58	176,78	10,26	10,45	28	85,34	5,26	5,17
57	173,74	10,15	10,33	27	82,30	5,03	4,95
56	170,69	10,04	10,20	26	79,25	4,80	4,72
55	167,64	9,93	10,07	25	76,20	4,57	4,49
54	164,59	9,81	9,94	24	73,15	4,34	4,26
53	161,54	9,69	9,81	23	70,10	4,11	4,03
52	158,50	9,57	9,67	22	67,06	3,87	3,79
51	155,45	9,44	9,53	21	64,01	3,64	3,56
50	152,40	9,31	9,39	20	60,96	3,40	3,33
49	149,35	9,17	9,24	19	57,91	3,17	3,10
48	146,30	9,03	9,08	18	54,86	2,93	2,87
47	143,26	8,89	8,92	17	51,82	2,70	2,64
46	140,21	8,74	8,76	16	48,77	2,47	2,41
45	137,16	8,58	8,59	15	45,72	2,24	2,19
44	134,11	8,42	8,42	14	42,67	2,02	1,97
43	131,06	8,25	8,25	13	39,62	1,80	1,76
42	128,02	8,08	8,07	12	36,58	1,59	1,55
41	124,97	7,91	7,88	11	33,53	1,38	1,35
40	121,92	7,73	7,69	10	30,48	1,18	1,15
39	118,87	7,54	7,50	9	27,43	1,00	0,97
38	115,82	7,35	7,31	8	24,38	0,82	0,80
37	112,78	7,16	7,11	7	21,34	0,65	0,63
36	109,73	6,96	6,90	6	18,29	0,50	0,48
35	106,68	6,76	6,70	5	15,24	0,36	0,35
34	103,63	6,56	6,49	4	12,19	0,24	0,24
33	100,58	6,35	6,28	3	9,14	0,15	0,14
32	97,54	6,14	6,06	2	6,10	0,07	0,07
31	94,49	5,92	5,84	1	3,05	0,02	0,02

Fonte: do autor.

**Tabela B.11 – Cargas verticais em cada pavimento do Modelo 3.**

Pav 1-10	Pav 11-20	Pav 21-30	Pav 31-40	Pav 41-50	Pav 51-60
Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental	Acidental
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787	q [kN/m <sup>2</sup> ] 2 P [kN] 2787
Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente	Permanente
Laje	Laje	Laje	Laje	Laje	Laje
h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968	h [m] 0,2 P [kN] 6968
Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 4 P [kN] 2987	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 4 P [kN] 2987	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 4 P [kN] 2987	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 4 P [kN] 2987	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 4 P [kN] 2987	h [m] 0,7 b [m] 0,4 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 4 P [kN] 2987
Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes	Paredes
h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285	h [m] 2,35 b [m] 0,15 n <sub>y</sub> 6 n <sub>x</sub> 8 P [kN] 3285
Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares	Pilares
h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,8 b <sub>y</sub> [m] 0,8 n 48 P [kN] 2341	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,8 b <sub>y</sub> [m] 0,8 n 48 P [kN] 2341	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,7 b <sub>y</sub> [m] 0,7 n 48 P [kN] 1792	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,6 b <sub>y</sub> [m] 0,6 n 48 P [kN] 1317	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,6 b <sub>y</sub> [m] 0,6 n 48 P [kN] 1317	h [m] 3,05 b <sub>x</sub> [m] 0,6 b <sub>y</sub> [m] 0,6 n 48 P [kN] 1317
<b>P<sub>pav</sub> [kN]</b> 18367,7	<b>P<sub>pav</sub> [kN]</b> 18367,7	<b>P<sub>pav</sub> [kN]</b> 17819,0	<b>P<sub>pav</sub> [kN]</b> 17343,5	<b>P<sub>pav</sub> [kN]</b> 17343,5	<b>P<sub>pav</sub> [kN]</b> 17343,5

Fonte: do autor



**Tabela B.12 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a 0° (Modelo 3 – ELU)**

Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$	Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$
		Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )				Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )	
60	182,88	38,54	44,53	1,16	30	91,44	19,97	23,24	1,16
59	179,83	38,14	44,07	1,16	29	88,39	19,17	22,31	1,16
58	176,78	37,72	43,60	1,16	28	85,34	18,37	21,37	1,16
57	173,74	37,29	43,11	1,16	27	82,30	17,56	20,43	1,16
56	170,69	36,85	42,61	1,16	26	79,25	16,76	19,49	1,16
55	167,64	36,39	42,09	1,16	25	76,20	15,95	18,54	1,16
54	164,59	35,92	41,56	1,16	24	73,15	15,14	17,59	1,16
53	161,54	35,44	41,01	1,16	23	70,10	14,33	16,64	1,16
52	158,50	34,94	40,44	1,16	22	67,06	13,52	15,70	1,16
51	155,45	34,42	39,86	1,16	21	64,01	12,72	14,76	1,16
50	152,40	33,88	39,25	1,16	20	60,96	11,92	13,82	1,16
49	149,35	33,33	38,62	1,16	19	57,91	11,14	12,91	1,16
48	146,30	32,76	37,98	1,16	18	54,86	10,37	12,00	1,16
47	143,26	32,18	37,31	1,16	17	51,82	9,60	11,10	1,16
46	140,21	31,57	36,62	1,16	16	48,77	8,84	10,21	1,15
45	137,16	30,95	35,92	1,16	15	45,72	8,10	9,33	1,15
44	134,11	30,31	35,19	1,16	14	42,67	7,36	8,47	1,15
43	131,06	29,66	34,44	1,16	13	39,62	6,64	7,63	1,15
42	128,02	28,99	33,67	1,16	12	36,58	5,94	6,81	1,15
41	124,97	28,30	32,88	1,16	11	33,53	5,25	6,01	1,14
40	121,92	27,60	32,08	1,16	10	30,48	4,59	5,24	1,14
39	118,87	26,89	31,26	1,16	9	27,43	3,96	4,50	1,14
38	115,82	26,16	30,43	1,16	8	24,38	3,35	3,79	1,13
37	112,78	25,43	29,57	1,16	7	21,34	2,77	3,13	1,13
36	109,73	24,68	28,71	1,16	6	18,29	2,22	2,50	1,12
35	106,68	23,92	27,83	1,16	5	15,24	1,71	1,92	1,12
34	103,63	23,15	26,93	1,16	4	12,19	1,25	1,39	1,11
33	100,58	22,36	26,03	1,16	3	9,14	0,83	0,92	1,10
32	97,54	21,57	25,11	1,16	2	6,10	0,46	0,51	1,09
31	94,49	20,78	24,18	1,16	1	3,05	0,16	0,18	1,08

Fonte: do autor.

**Tabela B.13 - Deslocamento horizontal por pavimento e índice de deslocabilidade para ação do vento a 90° (Modelo 3 – ELU)**

Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$	Andar	Altura [m]	Deslocamento [cm]		$\Delta_2/\Delta_1$
		Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )				Linear ( $\Delta_1$ )	Não Linear ( $\Delta_2$ )	
60	182,88	46,71	52,01	1,11	30	91,44	23,76	26,58	1,12
59	179,83	46,18	51,43	1,11	29	88,39	22,83	25,54	1,12
58	176,78	45,62	50,82	1,11	28	85,34	21,89	24,49	1,12
57	173,74	45,06	50,20	1,11	27	82,30	20,95	23,44	1,12
56	170,69	44,48	49,56	1,11	26	79,25	20,01	22,38	1,12
55	167,64	43,88	48,90	1,11	25	76,20	19,07	21,32	1,12
54	164,59	43,27	48,23	1,11	24	73,15	18,13	20,26	1,12
53	161,54	42,64	47,54	1,11	23	70,10	17,19	19,20	1,12
52	158,50	42,00	46,83	1,12	22	67,06	16,25	18,15	1,12
51	155,45	41,33	46,10	1,12	21	64,01	15,31	17,10	1,12
50	152,40	40,65	45,34	1,12	20	60,96	14,38	16,05	1,12
49	149,35	39,95	44,57	1,12	19	57,91	13,48	15,03	1,12
48	146,30	39,23	43,77	1,12	18	54,86	12,57	14,02	1,11
47	143,26	38,49	42,96	1,12	17	51,82	11,68	13,01	1,11
46	140,21	37,73	42,12	1,12	16	48,77	10,79	12,01	1,11
45	137,16	36,95	41,27	1,12	15	45,72	9,91	11,02	1,11
44	134,11	36,16	40,39	1,12	14	42,67	9,04	10,05	1,11
43	131,06	35,35	39,50	1,12	13	39,62	8,19	9,09	1,11
42	128,02	34,53	38,58	1,12	12	36,58	7,36	8,15	1,11
41	124,97	33,69	37,65	1,12	11	33,53	6,54	7,24	1,11
40	121,92	32,84	36,71	1,12	10	30,48	5,75	6,35	1,10
39	118,87	31,98	35,75	1,12	9	27,43	4,98	5,49	1,10
38	115,82	31,10	34,78	1,12	8	24,38	4,24	4,66	1,10
37	112,78	30,22	33,80	1,12	7	21,34	3,53	3,87	1,10
36	109,73	29,32	32,80	1,12	6	18,29	2,86	3,12	1,09
35	106,68	28,41	31,79	1,12	5	15,24	2,22	2,42	1,09
34	103,63	27,50	30,77	1,12	4	12,19	1,64	1,78	1,08
33	100,58	26,57	29,73	1,12	3	9,14	1,10	1,19	1,08
32	97,54	25,64	28,69	1,12	2	6,10	0,63	0,67	1,07
31	94,49	24,70	27,64	1,12	1	3,05	0,23	0,24	1,06

Fonte: do autor.

**Tabela B.14 - Deslocamento horizontal por pavimento para combinação frequente (Modelo 3 - ELS)**

Andar	Altura [m]	Desloc. 0º [cm]	Desloc. 90º [cm]	Andar	Altura [m]	Desloc. 0º [cm]	Desloc. 90º [cm]
60	182,88	9,09	10,76	30	91,44	4,73	5,49
59	179,83	8,99	10,64	29	88,39	4,54	5,27
58	176,78	8,90	10,51	28	85,34	4,35	5,06
57	173,74	8,80	10,38	27	82,30	4,16	4,84
56	170,69	8,69	10,25	26	79,25	3,97	4,62
55	167,64	8,59	10,11	25	76,20	3,78	4,40
54	164,59	8,48	9,97	24	73,15	3,58	4,19
53	161,54	8,36	9,83	23	70,10	3,39	3,97
52	158,50	8,25	9,68	22	67,06	3,20	3,75
51	155,45	8,13	9,53	21	64,01	3,01	3,53
50	152,40	8,00	9,37	20	60,96	2,82	3,32
49	149,35	7,87	9,21	19	57,91	2,63	3,11
48	146,30	7,74	9,05	18	54,86	2,45	2,90
47	143,26	7,61	8,88	17	51,82	2,26	2,69
46	140,21	7,46	8,70	16	48,77	2,08	2,48
45	137,16	7,32	8,53	15	45,72	1,91	2,28
44	134,11	7,17	8,35	14	42,67	1,73	2,08
43	131,06	7,02	8,16	13	39,62	1,56	1,88
42	128,02	6,86	7,97	12	36,58	1,39	1,69
41	124,97	6,70	7,78	11	33,53	1,23	1,50
40	121,92	6,53	7,58	10	30,48	1,07	1,32
39	118,87	6,37	7,38	9	27,43	0,92	1,14
38	115,82	6,20	7,18	8	24,38	0,78	0,97
37	112,78	6,02	6,98	7	21,34	0,64	0,80
36	109,73	5,85	6,77	6	18,29	0,51	0,65
35	106,68	5,67	6,56	5	15,24	0,40	0,50
34	103,63	5,48	6,35	4	12,19	0,29	0,37
33	100,58	5,30	6,14	3	9,14	0,19	0,25
32	97,54	5,11	5,92	2	6,10	0,11	0,14
31	94,49	4,92	5,71	1	3,05	0,04	0,05

Fonte: do autor.