

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

**Estudo da influência de juntas de dilatação na resposta de um  
edifício submetido à ação quasi-estática do vento**

**Guilherme Weber**

Porto Alegre

2022

GUILHERME WEBER

**Estudo da influência de juntas de dilatação na resposta de um  
edifício submetido à ação quasi-estática do vento.**

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

Porto Alegre

2022

### CIP - Catalogação na Publicação

Weber, Guilherme  
Estudo da influência de juntas de dilatação na  
resposta de um edifício submetido à ação  
quasi-estática do vento / Guilherme Weber. -- 2022.  
235 f.  
Orientador: Acir Mércio Loredo-Souza.

Coorientador: Paula Manica Lazzari.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,  
BR-RS, 2022.

1. Sistemas Estruturais. 2. Análise Global. 3.  
Ensaio em túnel de vento. 4. Rigidez. 5. Juntas de  
dilatação. I. Mércio Loredo-Souza, Acir, orient. II.  
Manica Lazzari, Paula, coorient. III. Título.

**GUILHERME WEBER**

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE JUNTAS DE DILATAÇÃO NA  
RESPOSTA DE UM EDIFÍCIO SUBMETIDO À AÇÃO QUASI-  
ESTÁTICA DO VENTO**

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

Porto Alegre, 16 de dezembro de 2022

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

Prof. Paula Manica Lazzari  
Dr<sup>a</sup>. Pela Universidade Federal do Rio Grande  
do Sul (UFRGS)  
Orientadora

Prof. Lucas Festugato  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)**  
D. Sc., Universidade de São Paulo, Brasil

**Eng<sup>o</sup>. Elvis Antônio Carpegiani (CARPEGGIANI ENGENHARIA)**  
Msc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Marcelo Maia Rocha (UFRGS)**  
Dr. Techn., Universität Innsbruck, Áustria

**Prof. Moacir Kripka (UPF)**  
D. Sc., Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), Brasil

## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente, agradeço à minha família, minha base de formação. Agradeço imensamente ao meu pai, minha mãe e meus irmãos que nunca mediram esforços quando o assunto se tratava da minha educação. A toda minha família peço desculpas pela incessante falta de tempo e ausência nos momentos de confraternização.

Agradeço a todos os meus professores que contribuíram para a minha formação. Em especial ao meu professor orientador Acir Mércio Loredo-Souza, pela amizade e ensinamentos em Aerodinâmica das Construções, em Engenharia do Vento e pelas “dúvidas e angústias” resolvidas. Um agradecimento especial à minha professora orientadora Paula Manica Lazzari, por toda a sua ajuda, pela prontidão e pelo incentivo concedido ao longo do trabalho.

Agradeço aos membros da banca por terem aceitado o convite em avaliar o meu trabalho e pelas pertinentes contribuições.

Agradeço à Sabrina pelo incondicional apoio, pela paciência, compreensão e por sempre torcer por mim. Obrigado por compartilhar os momentos bons e ruins ocorridos neste período.

Agradeço ao Emerson Sena, Caroline Molin e Livio Pires pelo auxílio na elaboração do modelo aerodinâmico e na realização dos ensaios atrelados a esta pesquisa, que aconteceram no Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS.

Agradeço aos colegas de mestrado do PPGEC/UFRGS pela amizade e convivência durante esta fase de estudos.

Agradeço aos colegas do setor de estruturas da Nova Engevix Engenharia, pelo apoio e compreensão nos momentos de ausência para a elaboração dos ensaios da dissertação.

Agradeço à TQS Informática, em especial ao representante da TQS, Engenheiro Reginaldo Lopes Ferreira, que viabilizou a licença do sistema. Também agradeço ao CEMACOM-PPGEC/UFRGS por ceder recursos computacionais para a elaboração e processamento dos modelos numéricos.

Agradeço a Deus por proporcionar tudo isso.

## RESUMO

WEBER, G. **Estudo da influência de juntas de dilatação na resposta de um edifício submetido à ação quasi-estática do vento.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

Atualmente, é perceptível a existência de arranjos estruturais de edifícios que têm sido influenciados por aspectos arquitetônicos, os quais ocasionam elementos estruturais não usuais e exigem a concepção de estruturas longas com ou sem juntas de dilatação. Aspectos culturais e, principalmente, econômicos têm influenciado na densificação urbana, o que valoriza áreas específicas e concentra pessoas nestes espaços. Em determinadas regiões, essa aglomeração é um dos fatores que contribuiu para a construção de edificações com grandes dimensões em planta. No âmbito de projeto destes edifícios, as cargas devidas ao vento assumem um papel importante no dimensionamento e na análise da estabilidade da estrutura. Diversos são os casos em que, devido ao projeto arquitetônico, faz-se necessário prever juntas de dilatação para garantir o melhor desempenho possível da estrutura. Este estudo tem como objetivo analisar a influência das juntas de dilatação na resposta de um edifício submetido à ação do vento, sob o ponto de vista quasi-estático. Foram analisadas as respostas dos modelos de edifícios com as juntas de dilatação por meio de duas configurações: a primeira é a Configuração A, na qual cada parte ou estrutura independente do edifício está ligada por barras de transferência à(s) estrutura(s) adjacente(s). Já na Configuração B, cada parte da estrutura funciona de maneira independente, isso é, sem a introdução das barras de transferência de esforços. Os modelos foram ensaiados no túnel de vento Professor Joaquim Blessmann do LAC/UFRGS, simulando-os com e sem a presença de edificações vizinhas. Após a obtenção das pressões por meio dos modelos reduzidos ensaiados, calculou-se os coeficientes de pressão por meio de um algoritmo desenvolvido na linguagem de programação *Python*, com o intuito de obter as forças cortantes e os momentos torçores devidos ao vento. Posteriormente, desenvolveu-se um modelo numérico da estrutura através da versão 23 do *software* CAD/TQS, a fim de analisar a resposta em termos de deslocamentos entre as configurações A e B. Nas configurações estudadas, constatou-se variações consideráveis dos coeficientes de força quando ensaiados com edifícios vizinhos. Os valores dos coeficientes aerodinâmicos foram apresentados e comparados entre si, assim como as forças cortantes, momentos fletores e fatores de vizinhança. Por meio dos resultados do modelo numérico estudado nesta pesquisa, percebeu-se que, se caso não fossem utilizadas barras de transferências que viabilizariam a ligação entre as estruturas independentes, tais estruturas não atenderiam critérios normativos e se colidiriam horizontalmente quando submetidas a determinados ângulos de incidência do vento. Além disso, são comparados os valores dos parâmetros de estabilidade global de edifícios ( $\gamma_z$ ,  $\alpha$  e RM2M1) entre as configurações analisadas, visto que esses resultados também foram influenciados pelas edificações vizinhas.

**Palavras-chave:** *Sistemas estruturais; Análise global; Ensaio em túnel de vento; Rigidez; Edifícios; Juntas de dilatação.*

## ABSTRACT

WEBER, G. **Study of the influence of expansion joints on the response of a building subjected to quasi-static wind action.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

Currently, the existence of structural arrangements of buildings that have been influenced by architectural aspects is outstanding, which causes unusual structural elements that require the design of long structures with or without expansion joints. Cultural and mainly economic aspects have influenced urban densification, which values specific areas and concentrates people in these spaces. In certain regions, this agglomeration is one of the factors that has contributed to the construction of buildings with large floor plans. In the design of these buildings, the loads due to wind assume an important role in the design and stability analysis of the structure. There are several cases in which, due to the architectural design, it is necessary to forecast expansion joints to ensure the best performance of the structure possible. This study aims to analyze the influence of expansion joints in the response of a building subjected to wind action, under the quasi-static perspective. The responses of building models with expansion joints were analyzed through two configurations: the first is Configuration A, in which each independent part or structure of the building is connected by transfer bars to the adjacent structure(s). In Configuration B, each part of the structure works independently, in other words, without the introduction of transfer bars. The models were tested in the wind tunnel Professor Joaquim Blessmann of LAC/UFRGS, simulating them with and without the presence of neighboring buildings. After obtaining the pressures through the tested scale models, the pressure coefficients were calculated through an algorithm developed in Python programming language, in order to obtain the shear forces and torsional moments due to the wind. Subsequently, a numerical model of the structure was developed using the 23<sup>rd</sup> version of the CAD/TQS structural analysis program to analyze the response in terms of displacements between configurations A and B. In the configurations studied, remarkable variations of the force coefficients were found when tested with neighboring buildings. The values of the aerodynamic coefficients were presented and compared to each other, as well as the shear forces, bending moments and neighborhood factors. Through the results of the numerical model studied in this research, it was realized that, if transfer bars were not used to enable the connection between the independent structures, such structures would not meet standard regulations and would crash horizontally when subjected to certain angles of wind incidence. In addition, the values of the global building stability parameters ( $\gamma_Z$ ,  $\alpha$  e RM2M1) between the analyzed configurations are compared, since these results were also influenced by the neighboring buildings.

**Keywords:** *Structural systems; Global analysis; Wind tunnel tests; Stiffness; Buildings; Expansion joints.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistemas estruturais em função do número de pavimentos .....	31
Figura 2 – Pórticos rígidos .....	32
Figura 3 – Comportamento do pórtico .....	32
Figura 4 – Matriz de rigidez de uma barra de pórtico espacial .....	33
Figura 5 – Sistema em parede estrutural .....	34
Figura 6 – Comportamento de uma parede estrutural .....	34
Figura 7 – Núcleo rígido com lajes engastadas em suas paredes .....	35
Figura 8 – Sistema estrutural formado por núcleo rígido e pilares-parede .....	35
Figura 9 – Funções do diafragma rígido.....	36
Figura 10 – Representação do diafragma rígido em modelo numérico.....	37
Figura 11 – Espaçamento entre juntas de dilatação – Método de Martin e Acosta.....	41
Figura 12 – Espaçamento entre juntas – <i>Método da National Academy os Sciences</i> .....	41
Figura 13 – Espaçamento entre juntas – Método da National Academy os Sciences .....	42
Figura 14 – Materiais existente na junta de expansão .....	43
Figura 15 – Montagem de barras de transferências utilizadas em lajes de concreto .....	45
Figura 16 – Modelo tridimensional de malha.....	46
Figura 17 – Resultado da interface argamassa-barra metálica através do Ansys.....	47
Figura 18 – Resultado da interface argamassa-barra metálica através de ensaio experimental.....	47
Figura 19 – Imperfeições geométricas globais .....	54
Figura 20 – Barra isostática com imposição da carga lateral fictícia .....	56
Figura 21 – Perfis de velocidades médias do vento.....	63
Figura 22 – Vórtices formados na esteira nos cenários (b) e (c) .....	65
Figura 23 – Vórtices alternados.....	66
Figura 24 – Esteiras de corpos aerodinâmicos, rombudos e angulosos.....	70
Figura 25 – Comportamento do escoamento para diferentes ângulos de ataque.....	71
Figura 26 – Efeito Venturi.....	72
Figura 27 – Deflexão do vento incidente a barlavento .....	73
Figura 28 – Regime de escoamento de corpo isolado .....	74
Figura 29 – Regime de escoamento deslizante.....	74
Figura 30 – Regime de escoamento de interferência de esteira .....	75
Figura 31 – Influência do edifício B no escoamento do vento .....	76
Figura 32 – Componentes da força global do vento.....	79



Figura 33 – Coeficiente de excentricidade para o cálculo do momento de torção .....	81
Figura 34 – $C_a$ para edificações paralelepípedicas com vento de baixa turbulência .....	83
Figura 35 – $C_a$ para edificações paralelepípedicas com vento de alta turbulência .....	83
Figura 36 – Trajetória para respostas longitudinais e transversais equivalentes .....	85
Figura 37 – Trajetória para resposta transversal dominante .....	86
Figura 38 – Escoamento em um obstáculo simétrico causando torção .....	87
Figura 39 – Túnel de vento <i>Professor Joaquim Blessmann</i> .....	89
Figura 40 – Circuito aerodinâmico do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann .....	90
Figura 41 – Triângulos perfurados posicionados no início da câmara de ensaios .....	92
Figura 42 - Perfis de velocidade média, intensidade e escala da componente longitudinal da turbulência, para expoentes característicos da lei potencial 0,11, 0,23 e 0,34 .....	93
Figura 43 – Seção transversal do edifício (dimensões em metros) .....	94
Figura 44 – Fachadas do edifício (dimensões em metros) .....	94
Figura 45 – Perspectiva do modelo. Dimensões em milímetros. ....	95
Figura 46 – Modelo isolado .....	96
Figura 47 – Modelo com vizinhança .....	96
Figura 48 – Configuração A.I .....	97
Figura 49 – Configuração A.II .....	97
Figura 50 – Configuração B.I .....	98
Figura 51 – Configuração B.II .....	98
Figura 52 – Transdutor de Pressões ZOC33 .....	100
Figura 53 – Conector do transdutor .....	100
Figura 54 – Diferenças entre os modelos de pórtico espacial .....	103
Figura 55 – Pórtico ELU e Pórtico ELS .....	104
Figura 56 – Flexibilização de ligação viga-pilar .....	106
Figura 57 – Ligação flexibilizada .....	107
Figura 58 – Parâmetros LEPMOL e REDMOL .....	107
Figura 59 – Trecho rígido no encontro de pilar-parede com viga .....	108
Figura 60 – Diagramas de momentos fletores sem considerar os efeitos construtivos (1) e com a consideração dos efeitos construtivos (2) .....	109
Figura 61 – Arquivo do túnel de vento com valores de forças .....	111
Figura 62 – Layout arquitetônico .....	112
Figura 63 – Planta de fôrmas do pavimento tipo .....	112

Figura 64 – Planta de fôrmas da cobertura .....	112
Figura 65 - Seção transversal do edifício com as juntas (em metros) .....	113
Figura 66 - Fachadas do edifício com as juntas (em metros) .....	113
Figura 67 – Convenção de eixos e ângulos de incidência do vento para a Configuração A..	120
Figura 68 - Convenção de eixos e ângulos de incidência do vento para a Configuração B...	120
Figura 69 – Coeficiente de força $C_x$ e $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento .....	121
Figura 70 – $C_p$ 's na face 2.....	122
Figura 71 – $C_p$ 's na face 4.....	122
Figura 72 – Legenda de coeficientes de pressão .....	122
Figura 73 – $C_p$ 's na face 1.....	123
Figura 74 – Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento.....	123
Figura 75 – Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento .....	124
Figura 76 - Coeficiente de força $C_x$ e $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento .....	125
Figura 77 - Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento (Configuração A.II) .....	126
Figura 78 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento (Configuração A.II) .....	126
Figura 79 – Coeficientes de força $C_x$ (A.I) e $C_x$ (A.II) para a Configuração A .....	127
Figura 80 - Coeficientes de força $C_y$ (A.I) e $C_y$ (A.II) para a Configuração A.....	128
Figura 81 - Coeficientes de torção $C_t$ (A.I) e $C_t$ (A.II) para a Configuração A.....	128
Figura 82 – Fator de vizinhança ( $FV_x$ e $FV_y$ ) na Configuração A .....	130
Figura 83 - Coeficiente de força $C_x$ e $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento .....	131
Figura 84 - Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento .....	131
Figura 85 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento.....	132
Figura 86 - Coeficiente de força $C_x$ e $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento .....	133
Figura 87 - Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento .....	133
Figura 88 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento.....	134
Figura 89 - Coeficientes de força $C_x$ (B.I) e $C_x$ (B.II) para a Configuração B.....	134
Figura 90 - Coeficientes de força $C_y$ (B.I) e $C_y$ (B.II) para a Configuração B.....	135
Figura 91 - Coeficientes de torção $C_t$ (B.I) e $C_t$ (B.II) para a Configuração B – Estrutura 1	135
Figura 92 - Fator de vizinhança ( $FV_x$ e $FV_y$ ) para a Configuração B – Estrutura 1 .....	137
Figura 93 - Coeficiente de força $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento.....	138
Figura 94 - Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento .....	138

Figura 95 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento.....	139
Figura 96 - Coeficiente de força $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento.....	139
Figura 97 - Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento .....	140
Figura 98 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento.....	140
Figura 99 - Coeficientes de força $C_x$ (B.I) e $C_x$ (B.II) para a Configuração B e EST2 .....	141
Figura 100 - Coeficientes de torção $C_t$ (B.I) e $C_t$ (B.II) para a Configuração B e Estrutura 2 .....	142
Figura 101 - Fator de vizinhança ( $FV_x$ e $FV_y$ ) para a Configuração B – Estrutura 2 .....	143
Figura 102 - Coeficiente de força $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento.....	144
Figura 103 - Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento .....	145
Figura 104 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento.....	145
Figura 105 - Coeficiente de força $C_x$ e $C_y$ em função do ângulo de incidência do vento .....	146
Figura 106 - Coeficiente de torção $C_t$ em função do ângulo de incidência do vento .....	146
Figura 107 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento.....	147
Figura 108 - Coeficientes de força $C_x$ (B.I) e $C_x$ (B.II) para a Configuração B.....	147
Figura 109 - Coeficientes de força $C_y$ (B.I) e $C_y$ (B.II) para a Configuração B.....	148
Figura 110 - Coeficientes de torção $C_t$ (B.I) e $C_t$ (B.II) para a Configuração B – EST 3 .....	148
Figura 111 - Fator de vizinhança ( $FV_x$ e $FV_y$ ) para a Configuração B – Estrutura 3 .....	150
Figura 112 – Fluxograma para elaboração dos modelos estruturais .....	151
Figura 113 – Coeficiente Gama Z obtido na Configuração A.....	152
Figura 114 – Coeficiente Alfa obtido na Configuração A.....	153
Figura 115 - Deslocamentos para a Configuração A.I e ângulo de $225^\circ$ .....	154
Figura 116 – Deslocamentos globais obtidos na Configuração A.....	154
Figura 117 - Coeficiente Gama Z obtido na Configuração B.....	156
Figura 118 - Coeficiente Alfa obtido na Configuração A .....	157
Figura 119 – Deslocamentos globais obtidos na Configuração B – EST1 .....	158
Figura 120 - Deslocamentos globais obtidos na Configuração B – EST2 .....	159
Figura 121 - Deslocamentos globais obtidos na Configuração B – EST3 .....	160
Figura 122 – Deslocamentos para a Configuração B (sem vizinhança) e ângulo de $285^\circ$ .....	161
Figura 123 – Deslocamentos para a Configuração B (sem vizinhança) e ângulo $300^\circ$ .....	161
Figura 124 – Deslocamentos para a Configuração B (com vizinhança) e ângulo $120^\circ$ .....	162

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características e dados necessários para a Configuração A e B .....	101
Tabela 2 – Características mecânicas do concreto .....	114
Tabela 3 - Características mecânicas do aço .....	114
Tabela 4 – Cargas permanentes .....	115
Tabela 5 – Cargas variáveis.....	115
Tabela 6 - Coeficientes de força e fator de vizinhança na Configuração A .....	129
Tabela 7 - Coeficientes de força e fator de vizinhança para a Configuração B - Estrutura 1	136
Tabela 8 - Coeficientes de força e fator de vizinhança para a Configuração B - Estrutura 2	143
Tabela 9 - Coeficientes de força e fator de vizinhança para a Configuração B - Estrutura 3	149
Tabela 10 – Valores do parâmetro RM2M1 obtidos na Configuração A.....	155

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACID_R	Cargas acidentais - Reduzidas
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
BF	<i>Buffeting Factor</i>
CAD	Desenho assistido por computador
CLA	Camada limite atmosférica
CFD	<i>Computational Fluid Dynamics</i>
ECS	<i>Epoxy Coatings Specialties</i>
EI	Rigidez
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EST1	Estrutura 1
EST2	Estrutura 2
EST3	Estrutura 3
FV	Fator de efeito de vizinhança
GFRP	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
ISE	Interação solo-estrutura
LAC	Laboratório de Aerodinâmica das Construções
LEPMOL	Multiplicador da largura da viga
M-I, M-II, M-II e M-IV	Mesas de ensaio do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann
MuLax	Majorador de rigidez axial
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
PERM	Cargas permanentes
PP	Peso próprio
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
REDMOL	Divisor de coeficiente de mola
RMS	<i>Root mean square</i>
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
TV-2	Túnel de Vento da UFRGS

UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
VENT1	Vento (1) 0°
VENT2	Vento (2) 15°
VENT3	Vento (3) 30°
VENT14	Vento (14) 195°

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área da superfície de aplicação da força ou área de referência ( $m^2$ );
$A_e$	Área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”) ( $m^2$ )
$a$	Maior dimensão em planta da seção transversal (m)
$b$	Menor dimensão em planta da seção transversal (m)
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade inicial (MPa)
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante (MPa)
$f_{yk}$	Resistência característica ao escoamento do aço (MPa)
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto (MPa)
$f_y$	Tensão de escoamento do aço (MPa)
$\gamma_z$	Coefficiente Gama Z (adm)
$\gamma_f$	Coefficiente de ponderador das ações (adm)
$N_k$	Valor característico do somatório das cargas verticais (tf)
$I_c$	Momento de inércia da seção de concreto ( $m^4$ )
$H_{tot}$	Altura total da edificação medida do topo da fundação ou do nível com menor deslocabilidade do subsolo (m)
$N_d$	Carga vertical de cálculo (tf)
$H_d$	Força horizontal de cálculo (tf)
$z$	Altura do ponto de atuação da força horizontal, em relação à base da estrutura (m)
$\theta_a$	Desaprumo dos elementos verticais
P- $\Delta$	Método para determinação dos esforços de segunda ordem
$\Delta H$	Carga lateral fictícia (tf)
$\rho_{ar}$	Massa específica do ar ( $kg/m^3$ )
$\bar{u}$	Componente média das flutuações na direção do vento
$\bar{w}$	Componente média vertical das flutuações
$\tau_t$	Tensões turbulentas
$z_d$	Deslocamento de plano zero (m)

$\bar{V}(z)$	Velocidade média na altura de interesse (m/s)
$\bar{V}'(z_g)$	Velocidade gradiente (m/s)
$z$	altura de interesse da partícula de ar (m)
$p$	Expoente que representa a classe de rugosidade superficial do terreno (adm)
$u_*$	Velocidade de corte (m/s)
$k$	Constante de Von Kármán ( $k = 0,4$ )
$c_p$	Coefficiente de pressão média (adm)
$\hat{c}_p$	Coefficiente de pressão máximo (adm)
$p(t)$	Pressão instantânea na superfície de medição medida com base na pressão estática de referência (Pa)
$q$	Pressão dinâmica de referência medida ao longe (Pa)
$p_{max}$	Valor máximo da pressão instantânea na superfície de medição (Pa)
$\check{c}_p$	Coefficiente de pressão mínimo (adm)
$p_{min}$	valor mínimo da pressão instantânea na superfície de medição (Pa)
$\bar{p}$	Valor médio de $p(t)$ para o período de amostragem $T$ (Pa)
$\tilde{c}_p$	Coefficiente de pressão RMS (adm)
$F_g$	Força global (N)
$F_s$	Força de sustentação (N)
$F_x$	Força global em relação ao eixo x (N)
$F_y$	Força global em relação ao eixo y (N)
$F_a$	Força de arrasto (N)
$F_l$	Força lateral (N)
$C_x$	Coefficientes de força global em relação ao eixo x (adm)
$C_y$	Coefficientes de força global em relação ao eixo y (adm)
$h$	altura (m)
$L_x$	Dimensão do obstáculo na direção X (m)
$L_y$	Dimensão do obstáculo na direção Y (m)
$M_{x,y}$	Momento de flexão em x ou y (Nm)
$C_{M,x}$	Coefficiente de flexão no eixo x (adm)
$C_{M,y}$	Coefficiente de flexão no eixo y (adm)
$C_t$	Coefficiente de torção (adm)



$M_t$	Momento de torção em relação ao eixo de torção da edificação (Nm)
$L$	Dimensão linear de referência (m)
$F_h$	força horizontal ao eixo de torção da edificação (N)
$C_{e,x}$	Coefficiente de excentricidade (adm)
$e$	Excentricidade (m)
$C_f$	Coefficiente de força (adm)
$F$	Força global (N)
$C_a$	Coefficiente de arrasto (adm)
$\bar{V}$	Velocidade média do vento (m/s)
$\Delta Pa$	Diferença de pressão estática (Pa)
$R$	Constante de um gás ideal, com valor estimado de $287,05 \left(\frac{J}{kg} \cdot K\right)$ para o ar seco
$P_{atm}$	Pressão atmosférica medida no instante do ensaio (Pa)
$t$	Temperatura medida no instante do ensaio (°C)
$V_0$	Velocidade básica do vento (m/s)
$k_o$	Fator de calibração do túnel de vento (adm)
$q_k$	Pressão dinâmica de projeto (Pa)
$V_k$	Velocidade característica do vento (m/s)
$S_2$	Fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (adm)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
1.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE .....	23
1.2 RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	27
1.3 OBJETIVOS .....	29
1.4 DELINEAMENTO DA PESQUISA .....	29
<b>2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....</b>	<b>31</b>
2.1 PÓRTICOS RÍGIDOS .....	32
2.2 PÓRTICO FORMADO POR PAREDES ESTRUTURAIS .....	33
2.3 NÚCLEOS RÍGIDOS .....	34
2.4 LAJES MACIÇAS .....	36
2.5 JUNTAS DE DILATAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO .....	37
<b>2.5.1 Aspectos normativos e recomendações .....</b>	<b>39</b>
<b>2.5.2 Dispositivos de transferência de esforços .....</b>	<b>42</b>
<b>2.5.3 Elementos de Transferência .....</b>	<b>43</b>
<b>2.5.4 Esforços em barras de transferência .....</b>	<b>44</b>
<b>3 INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....</b>	<b>48</b>
3.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE $\alpha$ .....	49
3.2 COEFICIENTE $\gamma_z$ .....	51
3.3 COEFICIENTE $F_{AVt}$ .....	52
3.4 IMPERFEIÇÃO GEOMÉTRICA GLOBAL .....	53
3.5 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA .....	54
<b>3.5.1 Processo P-<math>\Delta</math> .....</b>	<b>55</b>
<b>3.5.2 Majoração pelo <math>\gamma_f</math> .....</b>	<b>57</b>
3.6 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA .....	58
<b>4 A AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS.....</b>	<b>61</b>
4.1 CAMADA LIMITE ATMOSFÉRICA.....	61
<b>4.1.1 Perfil de velocidade média do vento.....</b>	<b>62</b>
4.2 INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA.....	64
<b>4.2.1 Desprendimento de vórtices.....</b>	<b>64</b>
<b>4.2.2 Turbulência .....</b>	<b>66</b>
<b>4.2.3 Esteira .....</b>	<b>68</b>

4.3 EFEITOS DE VIZINHANÇA.....	71
4.3.1 Efeito Venturi.....	72
4.3.2 Deflexão do Vento na Direção Vertical.....	72
4.3.3 Turbulência na esteira .....	73
4.3.4 Fator de vizinhança (FV) .....	75
4.3.5 Efeito de proteção .....	75
4.4 FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFÍCIOS .....	76
4.4.1 Coeficiente de Pressão Média .....	77
4.4.2 Coeficiente de Pressão Máxima.....	77
4.4.3 Coeficiente de Pressão Mínima .....	78
4.4.4 Coeficiente de Pressão RMS .....	78
4.4.5 Coeficientes de força.....	78
4.4.6 Coeficiente de torção .....	80
4.4.7 Cálculo da força devida ao vento .....	81
4.5 RESPOSTA DE UM EDIFÍCIO DEVIDO À AÇÃO DO VENTO .....	83
4.5.1 Resposta Longitudinal.....	84
4.5.2 Resposta Transversal .....	84
4.5.3 Resposta Torcional .....	86
<b>5 ANÁLISE EXPERIMENTAL EM TÚNEL DE VENTO DE CAMADA LIMITE .....</b>	<b>88</b>
5.1 TÚNEL DE VENTO PROFESSOR JOAQUIM BLESSMANN .....	88
5.2 SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL .....	91
5.3 MODELO AERODINÂMICO ESTUDADO .....	93
5.4 CONFIGURAÇÕES ANALISADAS .....	97
5.5 MÉTODO DE MEDIDA DE PRESSÕES .....	98
5.6 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL .....	99
5.7 PROCESSAMENTO DOS DADOS .....	100
<b>6 MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>102</b>
6.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM NO SISTEMA TQS .....	102
6.2 MODELO ANALISADO .....	112
6.3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS .....	114
6.4 AÇÕES CONSIDERADAS .....	114
6.4.1 Ações permanentes diretas e indiretas.....	114
6.4.2 Ações variáveis diretas .....	115

6.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	116
<b>6.5.1 Estado Limite Último (ELU) .....</b>	<b>116</b>
<b>6.5.2 Estado Limite de Serviço (ELS) .....</b>	<b>116</b>
6.6 DESLOCAMENTOS LIMITE.....	117
<b>7 ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>119</b>
7.1 PRECEITOS INICIAIS.....	119
7.2 ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO.....	120
<b>7.2.1 Configuração A .....</b>	<b>121</b>
<b>7.2.2 Configuração B – Estrutura 1 .....</b>	<b>130</b>
<b>7.2.3 Configuração B – Estrutura 2 .....</b>	<b>137</b>
<b>7.2.4 Configuração B – Estrutura 3 .....</b>	<b>144</b>
7.3 ANÁLISE DE RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO .....	151
<b>7.3.1 Configuração A .....</b>	<b>152</b>
<b>7.3.2 Configuração B .....</b>	<b>155</b>
<b>8 CONCLUSÕES.....</b>	<b>163</b>
8.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	165
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>167</b>
<b>APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO DO PAVIMENTO TIPO (PLANTA BAIXA).....</b>	<b>179</b>
<b>APÊNDICE B – PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO TIPO E COBERTURA</b>	<b>181</b>
<b>APÊNDICE C – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO A (ISOLADO).....</b>	<b>183</b>
<b>APÊNDICE D – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO A (COM VIZINHANÇA).....</b>	<b>196</b>
<b>APÊNDICE E – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO B (ISOLADO).....</b>	<b>209</b>
<b>APÊNDICE F – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO B (COM VIZINHANÇA).....</b>	<b>222</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A densificação urbana ocorrida em diversas cidades do mundo ao longo dos últimos anos tem sido uma das principais responsáveis pelo surgimento de edifícios com elevadas alturas, visto que, inicialmente, as construções eram baixas, rígidas e com maior peso próprio. Nas cidades inteligentes, por exemplo, o cidadão e os serviços essenciais estão conectados, as cidades estão se verticalizando, distâncias são encurtadas, laços culturais unificam os habitantes, e, assim, tem-se um desenvolvimento econômico fomentado pela maior densidade urbana. Tal crescimento econômico é um dos motivos que causam a valorização do território e atraem maiores investimentos em edifícios com dimensões avantajadas, o que culmina em edificações que demandam estruturas mais competentes.

Devido à demanda de estruturas solicitadas por maiores esforços, foram desenvolvidos materiais mais resistentes, e diferentes sistemas estruturais foram gradualmente sendo empregados em edifícios modernos. Nessas edificações, a necessidade de atender a determinadas propostas arquitetônicas e de resistir às elevadas cargas horizontais e a finalidade de vencer vãos livres extensos exigiram a adoção de soluções que atendam a limites normativos e que garantam segurança e conforto aos usuários da edificação. Nesse sentido, normas técnicas foram desenvolvidas para preconizar métodos de dimensionamento e procedimentos de execução padronizados, a fim de garantir estruturas com maior durabilidade, segurança e que atendam a padrões legais exigidos pelo mercado.

Outrossim, alguns arranjos estruturais de edifícios têm sido influenciados por aspectos arquitetônicos que ocasionam elementos estruturais não usuais e que exigem a concepção de estruturas longas com juntas ou sem juntas de dilatação. Desse modo, determinadas estruturas requerem o posicionamento de pilares em locais específicos, de modo que não comprometam a estética, que funcionem como elementos de contraventamento e que, de alguma maneira, possam contribuir com o sucesso do empreendimento. Caberá ao engenheiro determinar uma solução segura e que viabilize o processo construtivo, uma vez que novas edificações em grandes centros estão limitadas por espaços de circulação.

Na hipótese de edifícios com juntas de dilatação, estruturados em concreto armado, submetidos às ações horizontais devidas ao vento e com juntas que separam uma estrutura inteira em duas ou mais estruturas, por exemplo, torna-se imprescindível prever a resposta estática das

estruturas adjacentes em termos de deslocamentos. No âmbito de projetos estruturais, quando juntas de dilatação forem previstas concomitantes com dispositivos que transferem esforços de uma estrutura para a outra, a rigidez da estrutura e os deslocamentos horizontais da mesma serão fundamentais para dimensionar os elementos transmissores de esforços, sejam eles barras ou placas metálicas.

Para determinar as forças estáticas equivalentes devidas à ação do vento, estão disponíveis, em normas técnicas, dados aerodinâmicos para estruturas de formatos usuais, e são recomendados métodos para estimar a resposta da estrutura utilizando tais informações. Nesse caso, trata-se de edifícios com geometria comum e não submetidos a efeitos de vizinhança preponderantes. Contudo, em alguns casos, os edifícios poderão estar submetidos a casos severos de ventos oblíquos e, em vista disso, Scanlan e Simiu (1986) afirmam que os dados necessários para determinar as forças globais e locais provenientes da ação do vento devem ser obtidos por meio de ensaios em túnel de vento.

Nesse contexto, esta pesquisa consiste na análise da resposta, em termos de deslocamentos horizontais, de um edifício com estrutura de concreto armado, composto por duas juntas de dilatação e submetido à ação estática do vento. Por meio de um estudo realizado no LAC/UFRGS, que foi desenvolvido com e sem a presença de edificações vizinhas em torno do modelo aerodinâmico estudado, obteve-se os esforços devido ao vento que incidiu no respectivo modelo reduzido. Algumas ferramentas, como o Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann, o *software* CAD/TQS, os trabalhos produzidos por demais pesquisadores e as recomendações de normas brasileiras foram fundamentais para atingir os objetivos do trabalho. Ressalta-se que, por meio do ensaio elaborado no túnel de vento, foi possível analisar com mais acurácia os efeitos provocados pelas edificações vizinhas.

Destaca-se que, nesta pesquisa, não foi considerada a interação solo-estrutura (ISE), como também não foram ponderados os esforços devidos às variações de temperatura e os efeitos reológicos do concreto (retração, fluência e relaxação). Por se tratar do caso de uma estrutura com frequência natural de valor inferior a 0,5 Hz, é recomendável a realização de uma análise dinâmica. Visto que o trabalho tem como objetivo avaliar a resposta da estrutura em termos de deslocamentos horizontais sob o ponto de vista quasi-estático, a análise dinâmica não foi realizada.

## 1.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE

Até meados da década de 1990, eram utilizadas regras bem estabelecidas para a divisão da estrutura, a fim de analisar o efeito das ações do vento entre elementos de contraventamento e elementos contraventados. De acordo com Fusco (1986), pilares de grandes dimensões eram considerados como elementos de contraventamento, bem como as paredes estruturais e as treliças ou os pórticos de grande rigidez. A laje dos pavimentos funcionava como diafragma infinitamente rígido em seu plano, compatibilizando os deslocamentos de todos esses elementos. Entretanto, considerava-se que os elementos contraventados pertenciam a uma estrutura indeslocável. Uma vez que definida a estrutura de contraventamento, verificava-se se ela apresentava rigidez suficiente para garantir a estabilidade global da estrutura.

Pereira (1997) estudou a influência do núcleo de rigidez na estrutura de contraventamento de edifícios em concreto armado. O autor avaliou metodologias de modelagem de núcleo de rigidez em concreto armado por meio de processos propostos por Yagui (1978) e Vlasov (1961). Dentre esses dois processos, o primeiro deles é bastante simples e eficiente, pois necessita apenas de elementos de barra para as modelagens, permitindo que o procedimento possa ser analisado por qualquer programa de análise estrutural, bem como ser capaz de simular a transmissão das forças verticais ao longo das ligações dos pilares-parede que constituem os núcleos. Os resultados foram coerentes tanto na flexão quanto na torção. Concluiu-se que, para ambas as solicitações, o arranjo tridimensional equivalente apresentou-se mais flexível quando comparado ao processo de Vlasov. Ainda, o autor concluiu que o procedimento proposto por Yagui (1978) pode ser usado com segurança e eficiência para análise de núcleos estruturais, cuja solicitação mais comum é a flexo-torção.

Além de analisar os processos de modelagem do núcleo de rigidez conforme supracitado, Pereira (1997) avaliou a modelagem de vigas secundárias nas estruturas de contraventamento. As ligações entre vigas nas proximidades de pilares e a formação de pórticos sem continuidade direta das vigas foram consideradas ocorrências importantes. Segundo o autor, a consideração ou não das ligações entre os pórticos solicitados à ação do vento em uma dada direção, bem como os pórticos perpendiculares aos mesmos, na maioria das vezes, não apresenta grandes variações no comportamento da estrutura no que se refere aos deslocamentos.

Na pesquisa desenvolvida por Gonilha (2008), foi avaliada a pertinência em utilizar-se juntas de dilatação em estruturas de dimensões consideráveis em planta, por meio da análise do comportamento da estrutura no estado limite de serviço, seguindo as recomendações do CEN EUROCODE 2 (2004) e CEN EUROCODE 8 (2004). Sob o ponto de vista de abertura de fissuras, o autor verificou as seções de diversos elementos estruturais, tais como lajes, vigas e pilares. As deformações diferenciais dos pilares foram analisadas com o intuito de estimar o comportamento das alvenarias. O autor concluiu que a necessidade de juntas não depende somente do comprimento da estrutura, mas também de sua tipologia. Na respectiva pesquisa, foi verificado que é possível obter um comportamento aceitável, em serviço, para uma estrutura com 200 m de comprimento e sem junta estrutural. Em contrapartida, para uma estrutura com 100 m de comprimento e com restrições elevadas às deformações dos pavimentos, concluiu-se que é necessário prever uma junta parcial que engloba os 3 andares da edificação.

Monteiro (2008) avaliou a necessidade de juntas de dilatação em estruturas aperticadas, com o intuito de interpretar os efeitos da não consideração dessas juntas. A autora analisou pórticos com 30 m, 40 m, 50 m e 60 m de comprimento, com a consideração da situação de verão e inverno, com a ponderação de solicitações devidas ao peso próprio, a cargas acidentais, à variação de temperatura, à retração, à fluência e sem a consideração de ações horizontais devidas ao vento ou ao sismo. A pesquisa foi realizada com base nos critérios normativos do CEN EUROCODE 1 (2003) e CEN EUROCODE 2 (2004). Os modelos foram processados, inicialmente, por uma análise elástica linear, e o dimensionamento dos elementos foi realizado com base nesse tipo de análise. Posteriormente ao dimensionamento estrutural e ao detalhamento das armaduras, os modelos foram submetidos a uma análise não-linear. Dentre algumas conclusões do trabalho da autora, destaca-se: as normas existentes não são muito específicas no que se trata da inserção de juntas de dilatação em edifícios; é exposto pela autora que, apenas a partir de 30 m de comprimento, as estruturas deverão ser separadas por juntas de dilatação; uma análise linear foi suficiente para a verificação das estruturas no estado limite último; em um pórtico de 60 m, verificou-se acréscimos de deslocamentos de quase 90% em comparação a um pórtico de 30 m; a não implementação de juntas de dilatação pode resultar em um desempenho indesejado da estrutura caso não sejam adotadas medidas para mitigar os efeitos das variações de temperatura, retração e fluência.

Bernardi (2010) analisou estruturas tridimensionais de edifícios de concreto armado considerando a presença de paredes estruturais. O autor elaborou um modelo computacional



baseado no Método dos Elementos Finitos e o desenvolveu por meio da linguagem FORTRAN90. No respectivo modelo, foram implementados elementos de pórtico espacial para representar pilares e vigas e elementos de casca poliédrica para simular as paredes e lajes. No modelo computacional, foi adotada a técnica de subestruturação, a fim de obter um modelo mais eficiente, bem como adotou-se a hipótese de diafragma rígido nos pavimentos. Dentre as conclusões do estudo, foi verificado que os núcleos rígidos estruturais absorveram, em média, 9,6% a mais os esforços devidos ao vento na fundação em comparação ao percentual absorvido pelas paredes isoladas. Além disso, com a utilização dos núcleos rígidos, houve uma diminuição de 4,2% no parâmetro de estabilidade global Gama Z quando comparado ao sistema estrutural com paredes associadas.

Battista et. al (2011) analisaram uma edificação em concreto armado com e sem juntas de dilatação/contração térmica, por meio de uma modelagem numérico-computacional da estrutura utilizando o método dos elementos finitos. Duas condições distintas foram adotadas para os pilares: a Condição I consistiu em pilares perfeitamente engastados à rotação na base e elasticamente no topo; para a Condição II, os pilares foram considerados elasticamente engastados na base, ponderando a interação solo-estrutura. No que tange à consideração dos efeitos térmicos, os autores dividiram o estudo em duas modelagens: o Modelo 1 considerou as juntas de dilatação abertas, e o Modelo 2 levou em consideração as juntas de dilatação bloqueadas/costuradas por armaduras transversais ancoradas sobre as lajes. Para cada um dos modelos citados, foi considerada a variação de temperatura que se dividiu em dois casos. No primeiro caso, a variação de temperatura é considerada uniforme nas lajes, com valor de 10 °C, além do gradiente térmico de 10 °C nas vigas e lajes das áreas descobertas. No segundo caso, a variação de temperatura é considerada com gradiente térmico linear, uma vez que a face superior da laje do subsolo foi submetida à variação de 10 °C em relação a face inferior. A partir dos resultados encontrados, os autores concluíram que, no modelo simulado com juntas livres, os pilares das caixas de elevadores e das escadas dos edifícios apresentaram menores esforços causados pela variação térmica em comparação ao modelo simulado com juntas bloqueadas. Além disso, nesse último modelo (com juntas bloqueadas/costuradas) os acréscimos de esforços nos pilares foram atenuados por meio da interação solo-estrutura. Ressalta-se que não foram considerados os esforços devidos à ação do vento.

Pooja e Karthiyaini (2017) investigaram o comportamento de lajes planas de concreto armado de edifícios com 90 m, 138 m e 180m de comprimento, com e sem juntas de dilatação. As

estruturas analisadas possuem nove pavimentos e são do tipo aperticadas com núcleo rígido central. Os seis modelos numéricos foram elaborados a partir do *software* ETABS 16.1 e foram submetidos apenas a cargas verticais permanentes e acidentais. Além disso, nas estruturas sem juntas de dilatação, foi considerado o efeito da temperatura, mas em nenhum dos modelos foi ponderado o esforço devido ao vento ou sismo. Os autores notaram que, na estrutura de 138 m de comprimento e sem junta de dilatação, as vigas de contorno dos pavimentos apresentaram esforços de torção preponderantes. Além disso, o estudo conclui que as tensões na laje plana sem juntas de dilatação aumentaram a cada pavimento superior, o que resultou em um acréscimo médio de tensão de 3 MPa.

Aziz e Azeem (2018) realizaram um estudo comparativo de duas estruturas de concreto armado formadas por pórticos tridimensionais: com e sem juntas de dilatação. Os modelos computacionais foram elaborados com o auxílio do *software* Staad Pro, uma vez que as estruturas foram submetidas a esforços gravitacionais, esforços devidos ao sismo, vento e temperatura. Tais modelos foram divididos da seguinte maneira: Modelo A – Caso 1 (estrutura com 80 m de comprimento e sem juntas de dilatação), Modelo A – Caso 2 (estrutura com 80 m de comprimento e dividida por duas juntas de dilatação), Modelo B – Caso 1 (estrutura com 120 m de comprimento e sem juntas de dilatação) e Modelo B – Caso 2 (estrutura com 120 m de comprimento e dividida por três juntas de dilatação). Os autores concluíram que a presença das juntas de dilatação resulta em menores valores de tensões e momentos, bem como diminui as seções dos elementos estruturais, o que acarreta menor consumo de aço e de concreto.

Com o intuito de propor uma metodologia mais apropriada para direcionar engenheiros estruturais, principalmente no que diz respeito ao cálculo de espaçamento máximo permitido entre juntas de dilatação de estruturas reticuladas de concreto armado, Sydnaoui, Mohamed e Ab.Kadi (2019) realizaram um estudo comparativo ao utilizar três métodos consagrados na literatura: Martin e Acosta (1970), Método do *National Academy of Sciences* (1974) e o Método do SCSE COMMITTEE (2000). Visto que o estudo é voltado para uma estrutura de concreto armado aperticada, foi considerado o efeito devido à retração e à variação de temperatura na estrutura de concreto. Sydnaoui, Mohamed e Ab.Kadi (2019) concluíram que o espaçamento entre as juntas de dilatação depende da altura entre pavimentos, do tipo de vinculação dos pilares (articulado ou engastado) e da rigidez da laje. Ressalta-se que, em suas análises comparativas, os autores não ponderaram as ações horizontais devidas ao vento ou ao sismo.

Guerzoni (2020) comparou três sistemas usuais frequentemente utilizados em projetos estruturais de edifícios com elevadas alturas: contraventamento com pórticos treliçados, pórticos contraventados por pilares-paredes e pórticos rígidos. O autor concluiu que o sistema contraventado com pórticos rígidos foi o que apresentou maior consumo total de concreto, e que esse volume de concreto foi reduzido em 15% com a introdução de pilares-parede e em 31% com contraventamentos treliçados nos respectivos pórticos do edifício. Além disso, o estudo apresentou um comparativo entre a ABNT NBR 6123 (1988) e a ASCE7 (2016) e concluiu que a norma brasileira é mais conservadora ao limitar o deslocamento lateral máximo de um edifício.

Chand et al. (2020) analisaram os efeitos sísmicos e os esforços devidos ao vento em um edifício de concreto armado, com e sem juntas de dilatação, com o auxílio do *software* ETABS. Sob o ponto de vista estático, os autores utilizaram os preceitos da norma indiana IS 875-3 (2015) para calcular as forças devidas ao vento. As considerações dos efeitos da temperatura na estrutura de concreto armado foram realizadas de acordo com as normas IS 456 (2000) e IS 875-5 (1987). No estudo, foram analisados dois cenários: edifícios combinados, ou seja, sendo os três módulos da estrutura analisados como uma única estrutura; e o edifício isolado, quando se analisou a resposta de apenas um módulo da estrutura. Ressalta-se que a estrutura possui 135 m de altura e que sua geometria é não paralelepípedica em planta. De acordo com o item 7.11.3 da IS 1893 (2016), os autores concluíram que não seria viável incorporar as juntas de dilatação no sistema estrutural do edifício. Além disso, o estudo conclui que os valores de momentos torçores são maiores no edifício isolado do que no edifício combinado.

## 1.2 RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Atualmente, diversos projetistas estruturais de edifícios encaram projetos complexos de serem solucionados e demandam prazos extensos para encontrar a solução mais assertiva, o que torna necessários diversos estudos de modelos estruturais para avaliar a estabilidade global da edificação. Em algumas situações, soluções com núcleos rígidos associados a pórticos são suficientes para estabilizar a edificação. Em outros casos, poderá ser necessário enrijecer o pórtico para evitar exceder deslocamentos excessivos. Além disso, por vezes, a concepção arquitetônica não permite projetos com núcleos rígidos centralizados em planta, o que provoca

esforços torcionais significativos diante da excentricidade entre o centro de torção e o centro geométrico da estrutura.

No âmbito nacional, existem poucas referências que possam orientar na definição do sistema estrutural de edifícios a nível de projeto, o que obriga os projetistas a recorrer a estudos realizados fora do país. Nesse sentido, analisar o comportamento de edifícios submetidos à ação estática do vento, edifícios com juntas de dilatação e com sistemas estruturais que são formados por pilares-parede, por exemplo, torna-se relevante para auxiliar na elaboração de futuros projetos estruturais e em posteriores estudos acadêmicos no tema.

Sob o ponto de vista de projeto, um dos maiores impasses em estruturas longas sem juntas consiste na complexidade de analisar, de maneira adequada, os esforços oriundos de deformações impostas, principalmente, devido à variação de temperatura e à retração. Sucede-se que, após a resistência à fissuração dos elementos ser superada pelos esforços de tração causados pelas deformações impostas, a não linearidade física do material deverá ser considerada, visto que os resultados dos esforços causados pelas deformações impostas dependem da rigidez das peças. Tendo em vista que o conhecimento empírico ainda é o mais utilizado nesse tema, recentemente, diversas pesquisas sobre estruturas de concreto armado sem juntas foram intensificadas, como abordado em Pooja e Karthiyaimi (2017) e Chand et al. (2020).

A fim de evitar os impasses supracitados, diversos projetistas adotam a inserção de juntas na estrutura com espaçamento que pode variar, aproximadamente, de 10 a 40 m, de maneira a contornar a falta de conhecimento de causas e do controle dos efeitos da temperatura, retração e fluência. O repartimento das estruturas em partes independentes, isso é, com o auxílio de juntas, aparelhos de apoio e dispositivos de transferência de esforços entre as estruturas, por exemplo, foi um desfecho pragmático designado a tornar esses efeitos irrisórios.

Quando a estrutura de concreto de um edifício for prevista com juntas, torna-se inevitável avaliar os deslocamentos horizontais das estruturas independentes a fim de evitar que elas se choquem, o que também evita desconforto aos usuários, mantém a durabilidade da estrutura e contribui com o zelo pela segurança estrutural. Na hipótese de se adotar dispositivos para compatibilizar os esforços entre as estruturas independentes, como, por exemplo, as barras de transferência metálicas, torna-se fundamental conhecer a deformação máxima a qual a estrutura

estará sujeita em função da sua rigidez, a fim de dimensionar as barras de transferência de esforços.

Ademais, a necessidade de confirmar os carregamentos de ventos mais fiéis às estruturas com vizinhança no entorno recorre à utilização do túnel de vento, uma ferramenta vantajosa ao engenheiro e muito frequente na área de Engenharia do Vento. Segundo Mara et al (2014), a utilização do túnel é a técnica ideal para determinar a influência das edificações vizinhas frente à distribuição dos esforços de vento de uma determinada edificação em estudo.

### 1.3 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é analisar os deslocamentos horizontais de um edifício estruturado em concreto armado, composto por duas juntas de dilatação e submetido à ação quasi-estática do vento, com e sem vizinhança. Os deslocamentos são avaliados com as juntas de dilatação, separando totalmente a estrutura em estruturas independentes, assim como com a introdução de barras de transferência de esforços entre cada estrutura independente.

Os dados de carregamentos do vento utilizados nesta pesquisa foram obtidos de forma experimental, por meio de medidas de pressões incidentes nas faces do modelo de escala reduzida, que consiste em um edifício de 16 pavimentos. As medidas de pressões foram adquiridas pelo autor por meio de ensaios em túnel de vento e serviram de subsídio para efetuar o cálculo dos coeficientes de força e coeficientes de torção. Os ensaios ocorreram com e sem a presença de vizinhança, uma vez que modelos mudos de edificações não instrumentadas serviram de interferência para o escoamento do vento.

### 1.4 DELINEAMENTO DA PESQUISA

O trabalho em questão está estruturado em oito capítulos, e cada capítulo descreve uma etapa realizada na pesquisa.

**Capítulo 1 – Introdução:** Apresenta uma introdução e uma discussão geral do tema, no qual são apresentados uma breve revisão bibliográfica e o estado da arte. Também discute a relevância da pesquisa, apresenta os objetivos e, por fim, expõe o delineamento da pesquisa.

**Capítulo 2 – Conceção estrutural:** Aborda alguns conceitos relacionados à concepção estrutural, mais especificamente sobre pórticos, núcleos rígidos, lajes lisas e juntas de dilatação em estruturas de concreto. São assimilados alguns preceitos e pesquisas correlatas ao tema, como, por exemplo, os dispositivos de transferência de esforços. Além disso, aborda aspectos normativos nacionais e internacionais no que se trata de juntas de dilatação. De maneira geral, no segundo capítulo, são compreendidas algumas concepções estruturais possíveis e a maneira como elas impactam em edifícios frente aos carregamentos laterais.

**Capítulo 3 – Instabilidade e efeitos de segunda ordem:** Apresenta os parâmetros utilizados para avaliar a estabilidade global de edifícios e introduz o estudo da não-linearidade em estruturas de concreto.

**Capítulo 4 – A ação estática do vento em edifícios:** Descreve o escoamento do vento, apresenta conceitos sobre interação fluido-estrutura, descreve os principais efeitos de vizinhança e, por fim, aborda os coeficientes aerodinâmicos, bem como o cálculo da força devida ao vento.

**Capítulo 5 – Análise experimental em túnel de vento de camada limite:** Apresenta o túnel de vento Professor Joaquim Blessmann e aborda alguns recursos e métodos de simulação do vento natural. Expõe o modelo aerodinâmico concebido nesta pesquisa, bem como as configurações que foram analisadas. Descreve o método de medida de pressões e aborda as etapas do procedimento experimental e do processamento dos dados.

**Capítulo 6 – Modelagem numérica:** Expõe o modelo analisado, as características dos materiais e as considerações sobre a modelagem no sistema TQS. No mesmo capítulo, são detalhadas as ações e suas combinações consideradas no modelo numérico. Por fim, são abordados alguns critérios normativos sobre deslocamentos limite.

**Capítulo 7 – Análise de resultados:** São apresentados os resultados dos ensaios em túnel de vento e os resultados do modelo numérico. Para cada configuração, é apresentada uma comparação de valores obtidos para o modelo com e sem vizinhança.

**Capítulo 8 – Conclusões:** São apresentadas as conclusões atingidas, seguidas de um resumo dos resultados e das sugestões para pesquisas futuras.

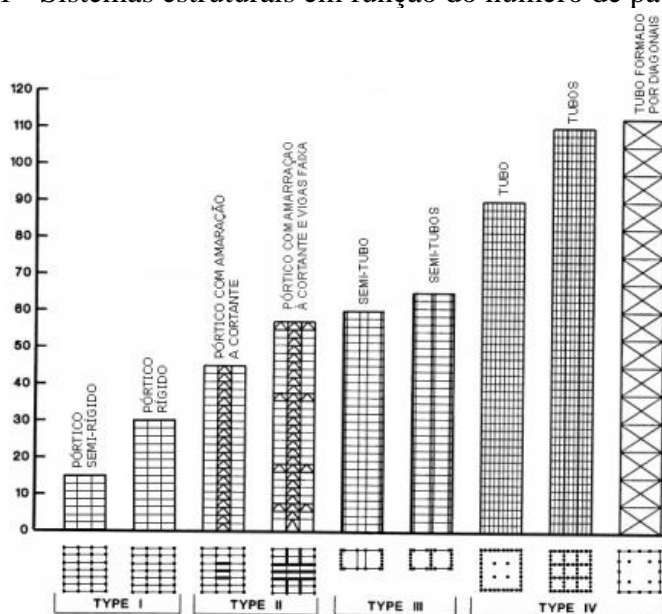
## 2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

No início do século XX, os sistemas estruturais de edifícios eram basicamente projetados para resistir às cargas verticais. Atualmente, com o advento de materiais mais resistentes, com o acréscimo da altura das edificações e com o decréscimo no peso próprio dessas, as cargas devidas ao vento nessas estruturas se tornaram os carregamentos mais preponderantes. Entretanto, na medida em que a altura dos edifícios aumenta, diminuem as possibilidades de sistemas estruturais que poderiam ser adotadas em projeto (GÜNEL; ILGIN, 2014).

A concepção estrutural não está atrelada somente ao projeto arquitetônico, mas também ao cenário econômico, o que obriga o engenheiro estrutural a trazer soluções eficientes e mais rentáveis. Nesse sentido, a otimização do projeto de estruturas e a eliminação de pilares em determinados locais do empreendimento, por exemplo, poderão refletir no sucesso do projeto, visto que o custo elevado por metro quadrado poderá se enquadrar como uma premissa de trabalho.

Diante disso, em trabalhos como o de Günel e Ilgin (2014), é apontada uma relação entre o tipo de sistema estrutural e o número de pavimentos que poderá ser alcançado. Nesse contexto, uma outra proposta de relação entre a altura do edifício e o sistema estrutural também é apresentada na Figura 1, a fim de tornar o sistema eficiente e viável economicamente.

Figura 1 - Sistemas estruturais em função do número de pavimentos



Fonte: (CBTUH GROUP SC, 1980 apud SOUSA JUNIOR, 2001)

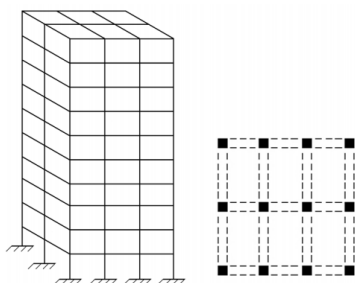
A utilização de juntas de dilatação na concepção estrutural de estruturas de edifícios de concreto armado vem ao encontro de não somente evitar os impasses citados no subcapítulo 1.2, mas também para servir como alternativa para estruturas executadas sobre solos sujeitos a grandes recalques. Na mesma linha de raciocínio, as juntas também poderão ser adotadas em estruturas cujas fundações são do tipo estacas, quando projetadas em solos poucos resistentes, e que trabalham, sobretudo, com a parcela do atrito lateral.

Para conceber estruturas de edifícios submetidas às ações horizontais devidas ao vento, assim como aquelas projetadas com juntas, por exemplo, torna-se fundamental adotar sistemas estruturais que sejam viáveis em termos tecno-econômicos, que atendam a critérios de segurança e de estabilidade e que sejam versáteis na execução. Assim, os próximos itens abordarão algumas peculiaridades sobre concepção e sobre sistemas estruturais.

## 2.1 PÓRTICOS RÍGIDOS

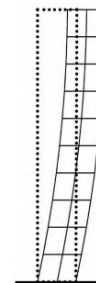
O pórtico rígido (ver Figura 2) é um dos sistemas estruturais mais utilizados em projetos de edificações estruturadas em aço e/ou concreto armado. Esse tipo de estrutura é formado pela ligação contínua entre vigas e pilares que são solicitados às cargas horizontais, o que causa esforços de flexão nas vigas e nos pilares e rotaciona os nós que unem esses elementos, conforme o comportamento ilustrado na Figura 3. A rigidez desses pórticos é diretamente proporcional às dimensões das seções transversais de vigas e de pilares e inversamente proporcional ao comprimento e ao espaçamento. É um tipo de sistema estrutural eficiente e econômico para edifícios de até 25 pavimentos (GÜNEL; ILGIN, 2014).

Figura 2 – Pórticos rígidos



Fonte: (GÜNEL; ILGIN, 2014)

Figura 3 – Comportamento do pórtico



Fonte: (GÜNEL; ILGIN, 2014)

A proporção de rigidez de um pórtico pode ser elucidada por meio da matriz de rigidez local de uma barra de pórtico espacial, de forma que membros correlatos à rigidez da peça (módulo de



elasticidade transversal e longitudinal, momento de inércia à flexão, momento de inércia à torção e área da seção) são em numeradores da matriz quadrada de ordem 12, apresentada na Figura 4. Nota-se, na mesma figura, que o comprimento da respectiva barra, que consiste no denominador de cada elemento da matriz, é inversamente proporcional à rigidez. Nesse sentido, um pórtico com maior rigidez poderá ser formado por vigas com alturas elevadas que são vinculadas a pilares que estejam posicionados adequadamente, ou seja, com seu eixo de maior inércia voltado à direção que incidem as ações horizontais mais preponderantes.

Figura 4 – Matriz de rigidez de uma barra de pórtico espacial

$$\mathbf{K}_L^{(e)} = \begin{bmatrix}
 \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \cdot & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} \\
 \cdot & \cdot & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{4EI_x}{\ell} & 0 & -\frac{6EI_x}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_x}{\ell} \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\
 \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 \\
 \text{sim.} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{4EI_x}{\ell}
 \end{bmatrix}$$

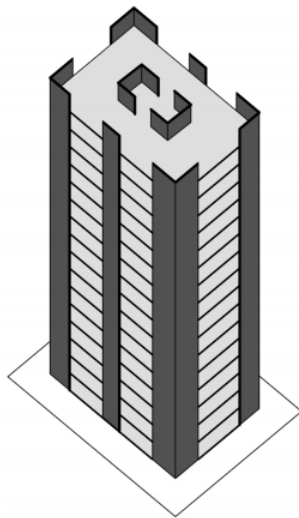
Fonte: (SORIANO, 2014)

## 2.2 PÓRTICO FORMADO POR PAREDES ESTRUTURAIS

O sistema em paredes estruturais de concreto armado (Figura 5) pode ser inteiramente sólido ou com aberturas. O comportamento de sua deformada é análogo a um pilar engastado na base e livre no topo, conforme ilustrado na Figura 6, visto que poderá resistir a cargas verticais e horizontais em um edifício sem pilares. O conjunto de paredes estruturais é capaz de ter rigidez suficiente e de ser economicamente viável para resistir a cargas de vento em edifícios de 35 andares ou mais (GÜNEL; ILGIN, 2014).

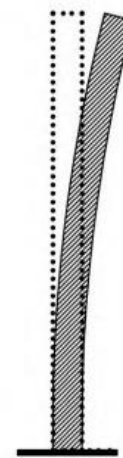
Quando interconectadas, as paredes estruturais constituem um núcleo que induz o sistema a trabalhar em grupo, ou seja, como um único elemento. Logo, a rigidez será maior se comparada à rigidez de cada elemento individualmente, visto que tal comportamento é análogo à definição de grupos de paredes quando se trata de dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural. Para Taranath (2009), esse sistema é economicamente eficiente para edifícios que não ultrapassam a quantidade de 40 pavimentos.

Figura 5 – Sistema em parede estrutural



Fonte: (GÜNEL; ILGIN, 2014)

Figura 6 – Comportamento de uma parede estrutural



Fonte: (GÜNEL; ILGIN, 2014)

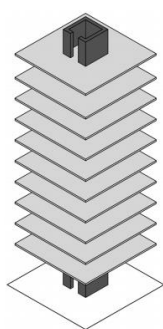
### 2.3 NÚCLEOS RÍGIDOS

Os núcleos rígidos são associações de paredes estruturais ou também de pilares-parede, e seu uso é muito frequente concomitante com pórticos rígidos. Na sua totalidade, esse elemento estrutural resiste às cargas verticais, e seu papel é fundamental para resistir às cargas horizontais. Normalmente, é utilizado em caixas de escada e em caixas de elevadores de edifícios em concreto armado, interligados por demais vigas e pilares presentes na estrutura. Em outros casos, a laje pode estar vinculada ao núcleo, conforme ilustrado na Figura 7, e também estudado por Silva (2014) e Yoshida (1988).

Para edifícios com altura elevada e lajes sem vigas, o núcleo rígido torna-se importante para contraventar a estrutura, juntamente com pilares e pilares-parede, conforme apresentado na Figura 8. Por ser considerado uma enorme barra em balanço, ter um comportamento idêntico a

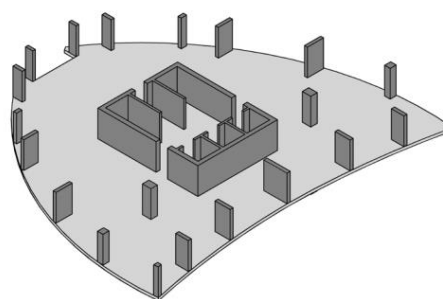
uma viga *cantiléver* (engastada na fundação) e resistir às ações horizontais, os esforços de flexão e cisalhamento que solicitam o núcleo são análogos às solicitações em um elemento estrutural de parede fina, ou também de uma viga caixão. Nesse sentido, seu funcionamento poderá ser de seção aberta e sofrer empenamentos quando não houver restrição na extremidade superior, principalmente quando não houver assimetria nas cargas solicitantes, o que poderá ocasionar o bimomento.

Figura 7 – Núcleo rígido com lajes engastadas em suas paredes



Fonte: (GÜNEL; ILGIN, 2014)

Figura 8 – Sistema estrutural formado por núcleo rígido e pilares-parede



Fonte: (GÜNEL; ILGIN, 2014)

Diante da posição excêntrica do núcleo em relação ao edifício, não somente existirão esforços de flexão, mas também haverá esforços de torção. Contudo, a torção também poderá ocorrer em estruturas que possuem simetria em seu arranjo estrutural desde que as ações devidas ao vento atuem com pressão resultante afastada do centroide da massa do edifício. Ching et al. (2014) aconselham que, independentemente da sua localização em planta, o ideal é empregar um núcleo rígido do tipo fechado, análogo a um tubo e que poderá ser enrijecido através de barras metálicas.

Devido à presença de aberturas nas paredes de núcleos rígidos por conta de vãos de portas de escadas e elevadores, poderão ser adotadas vigas para mitigar o empenamento do núcleo. De acordo com Martins (2001), por serem considerados vigas de grande altura em relação aos seus vãos, como também por geralmente estarem localizados nos níveis dos pisos de modo a fecharem parcialmente os núcleos, os lintéis poderão ser engastados nas paredes que estão no mesmo plano, ou também poderão ser considerados articulados. Uma vez que o lintel é engastado em pelo menos uma parede, esse efeito já enrijecerá o núcleo estrutural quando submetido à torção. O autor reforça que a influência desses elementos no fechamento da seção

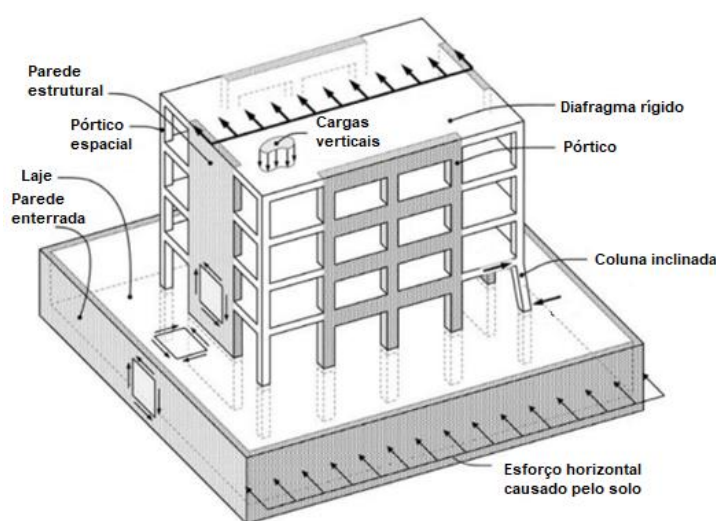
transversal do núcleo conferirá um aumento de rigidez, o que restringirá ao empenamento as seções do núcleo e poderá diminuir significativamente os deslocamentos laterais do edifício.

## 2.4 LAJES MACIÇAS

Além de resistir aos esforços verticais de um pavimento, no âmbito de projetos de edifícios, é usual assumir que painéis de lajes maciças poderão atuar como diafragmas rígidos. Essa consideração dependerá da geometria em planta do pavimento e da quantidade de aberturas que a laje poderá apresentar. Independentemente do material que for utilizado em uma estrutura, das ações externas que nela incide e do tipo de sistema estrutural adotado, o diafragma rígido possui um papel fundamental no seu desempenho da estrutura.

De acordo com Scarry (2015), os pavimentos de um edifício são dimensionados sobretudo para resistir às cargas gravitacionais, o que causa esforço fora do seu plano de maior rigidez. Grande parte dos pavimentos possuem elevada resistência no plano de maior rigidez, o que permite a ação do diafragma. De acordo com Moehle et al. (2010), as principais funções do diafragma rígido são: transferir as forças horizontais para o sistema estrutural de contraventamento e fornecer apoio lateral para elementos verticais, a fim de prevenir a flambagem de pilares e pilares-parede; resistir ao esforço horizontal de colunas inclinadas, rampas e escadas e resistir aos esforços de empuxo de solo de muros ou paredes de divisa enterradas.

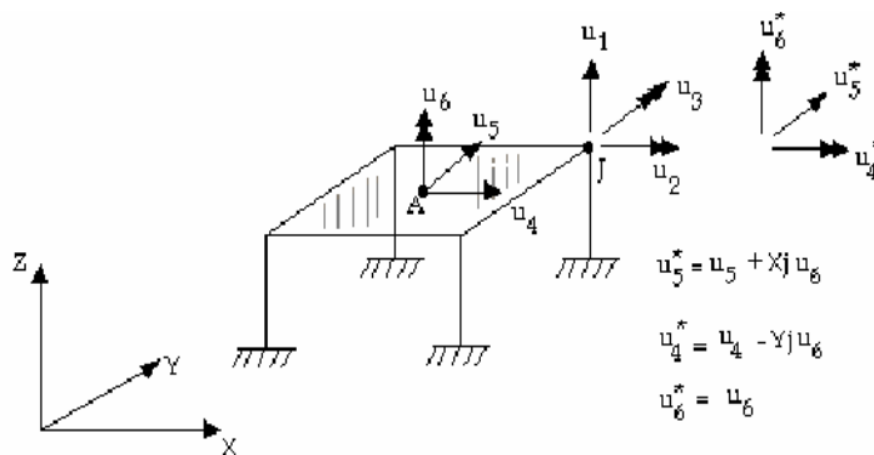
Figura 9 – Funções do diafragma rígido



Fonte: Adaptado de Moehle et al. (2010)

Sob o ponto de vista de modelo computacional, para Fonte (2002), quando a laje é admitida como diafragma infinitamente rígido no seu respectivo plano, o modelo é simplificado e considera-se a existência de uma compatibilidade de deslocamentos no plano da laje, inexistindo deformações axiais em seu plano. Dessa forma, necessita-se de menos esforço computacional, uma vez que o número de graus de liberdade da análise numérica é reduzido e a laje não é discretizada. Logo, a nível de pavimento, existirão duas translações e uma rotação normal no plano do diafragma em um único nó, denominado “nó mestre” (FONTE, 2002).

Figura 10 – Representação do diafragma rígido em modelo numérico



Fonte: (FONTE, 2002)

## 2.5 JUNTAS DE DILATAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

As juntas de dilatação têm como objetivo separar de maneira total ou parcial as estruturas, sendo um recurso importante na concepção estrutural de edifícios. No que diz respeito às principais justificativas de utilizar essas juntas, ressalta-se, por exemplo, um edifício com planta em formato em “L”, onde a junta terá a função de separar a estrutura em duas partes, formando dois retângulos, o que evita respostas torcionais significativas quando esse edifício estiver submetido às ações devidas ao vento (GONILHA, 2008). Além disso, a respectiva junta poderá evitar o surgimento de torção nos primeiros modos de vibração da estrutura, quando o eixo de torção não coincidir com o eixo geométrico do edifício.

Por outro lado, as juntas de dilatação são utilizadas para evitar efeitos provocados por deformações impostas por recalques de fundações, por variações de temperatura e por retração

do concreto. No primeiro caso, recorre-se às juntas supracitadas para separar a estrutura em partes, quando há diferentes comportamentos das fundações, de forma que se evite que, na mesma parte da estrutura, existam fundações com condições de deformabilidade discrepantes. Já no segundo caso, as variações de temperatura uniformes são as que conferem efeitos mais preponderantes, visto que essas causarão um encurtamento ou um alongamento da estrutura, apresentando um comportamento físico semelhante ao da retração do concreto, sendo esse último o que submeterá o elemento estrutural apenas ao encurtamento (IQBAL, 2012; FCC, 1974).

A não utilização das juntas nas estruturas de edifícios se depara com um anseio de estruturas robustas que podem acarretar maior durabilidade, mais segurança e menor custo de manutenção quando comparados a estruturas convencionais. Acontece que a dificuldade em se projetar estruturas compridas, sem juntas, consiste na dificuldade em analisar corretamente os esforços causados pelas deformações impostas devidas às variações térmicas e à retração (LARANJEIRAS, 2017). Contudo, Buchaim (2001) infere que, a partir do momento em que os esforços de tração causados pelas deformações impostas da estrutura superarem a resistência à fissuração das peças, a análise estrutural deverá ser não-linear, pois a magnitude dos esforços causados pelas deformações impostas dependerá da rigidez dos elementos estruturais. Nesse caso, a fissuração e a plastificação devem ser incluídas na análise, uma vez que dever-se-á atender às condições de compatibilidade e conhecer as bitolas e as distribuições de armaduras na extensão dos elementos estruturais.

De fato, as juntas de dilatação podem apresentar vantagens e desvantagens no comportamento em serviço de uma estrutura de concreto armado, pois tendem a falhar e a tornarem-se pontos indesejados de entrada de umidade, bem como propendem à deterioração da estrutura de concreto, o que acrescenta custos de manutenção ao empreendimento (KLEIN; LINDENBERG, 2009). Nessa linha de raciocínio, em ACI (2001), recomenda-se que essas juntas devem ser projetadas de maneira que estabeleçam o mínimo possível de manutenção, o que prevê um período de vida útil idêntico ao do pavimento e que os elementos selantes possam ser facilmente substituídos em casos de degradação.

No que se trata da rigidez dos elementos e das ligações, constata-se que as estruturas são, até certo ponto, restringidas. Tal restrição induzirá tensões na estrutura de acordo com as mudanças de temperatura, tendo em vista que essas tensões são proporcionais à variação térmica. A

retração por secagem e a queda da temperatura, por exemplo, provocam tensões de tração no concreto e poderão provocar o surgimento de fissuras quando essa tensão ultrapassar a tensão resistente do concreto. De maneira geral, quanto mais restrições houver na estrutura, maiores serão os esforços resultantes devidos às respectivas deformações impostas (ACI, 2001).

Em alguns casos, as juntas de dilatação poderão não ser estendidas em todos os pavimentos, o que evita o seccionamento da estrutura ao longo de sua altura. A limitação da presença de juntas apenas em pavimentos inferiores, por exemplo, pode ser justificada pelos efeitos das deformações impostas extrapolarem os limites normativos, o que deixa os pavimentos superiores inseparados. Nos pavimentos inferiores, as forças normais de maiores magnitudes exigirão pilares mais rígidos para absorver as deformações horizontais (LARANJEIRAS, 2017).

### 2.5.1 Aspectos normativos e recomendações

No que diz respeito a concreto armado, a ABNT NBR 6118 (2014) não apresenta uma regulamentação explícita sobre a definição de quando uma edificação deve ter juntas ou não. No item 6.3.4 da respectiva norma, as juntas de dilatação são recomendadas em estruturas sujeitas a variações volumétricas como uma medida preventiva de deterioração da estrutura propriamente dita.

No item 3.1.1.4 da ABNT NBR 6118 (1978), preconizava-se que “Em peças permanentemente envolvidas por terra ou água e em edifícios que não tenham, em planta, dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que 30 m, será dispensado o cálculo da influência da variação de temperatura”. Dessa maneira, nota-se que não havia obrigação de prever juntas de dilatação em edifícios que superavam 30 metros, visto que, naquela época, também não existiam recursos computacionais para avaliar com maior acurácia os efeitos da temperatura nas estruturas de concreto armado. Diante disso, em alguns casos, o meio técnico adota como critério de projeto a necessidade de utilizar juntas na hipótese de o edifício superar 30 metros de comprimento.

No que tange às normas internacionais, o item 4.2.1.2 do CEN EUROCODE 8 (2004) recomenda o uso de juntas para evitar assimetrias de rigidez, seja em planta ou em elevação, a fim de conceber uma estrutura capaz de resistir aos efeitos sísmicos. O item 2.2.4.1 da mesma

norma preconiza que, na medida do possível, as estruturas deverão ter formas regulares e simples em elevação e em planta. Se necessário, a estrutura poderá ser separada por juntas, formando unidades independentes. Já no item 2.3.3 do CEN EUROCODE 2 (2010), está explícito que a verificação de efeitos causados pelas deformações impostas não será necessária, caso recorra-se a juntas com um espaçamento máximo de 30 metros.

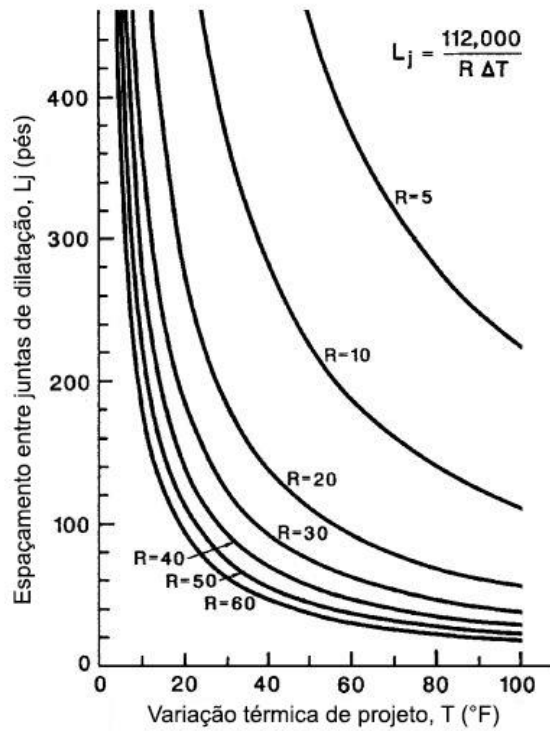
No capítulo 5 e item 31.2 do REBAP (1983), é estabelecido que poderá ser dispensada a consideração dos efeitos das variações uniformes de temperatura nas estruturas reticuladas cuja maior dimensão em planta ou cujo espaçamento entre as juntas de dilatação não exceda 30 metros. Ainda, no capítulo 4 e artigo 17º do RSA (1983), é preconizado que, em muitos casos, não é necessário considerar a ação das variações uniformes de temperatura, desde que se adotem disposições construtivas adequadas, como, por exemplo, juntas de dilatação convenientemente dispostas, o que torna desprezíveis os esforços oriundos dessas ações.

Na NBE-AE (1988), *Norma Básica de Edificación – Acciones en la Edificación* da Espanha, é sugerida uma distância de 40 m entre juntas de dilatação para estruturas comuns, isso é, constituídas por aço laminado ou em concreto armado. Para estruturas com pilares de baixa rigidez, a NBE-AE sugere 50 m de distância entre juntas de dilatação. Para estruturas com pilares com maior rigidez, o espaçamento recomendado é de 30 m.

Em ACI (2001, p. 12), são apresentados dois métodos para calcular o espaçamento entre juntas de dilatação em estruturas de edifícios. O primeiro método é de Martin e Acosta (1970), que propõem um gráfico e uma expressão que resulta no valor de  $L_j$ , tal qual é função da variação de temperatura  $\Delta T$  e do parâmetro  $R$  que varia de acordo com a rigidez da estrutura (ver Figura 11). O segundo método poderá ser consultado em ACI (2001, p. 13) e foi publicado pela *National Academy of Sciences* (1974), que estabeleceu um critério que envolve o tipo de material, a forma da estrutura (retangular ou não) e a variação de temperatura, conforme ilustrado no gráfico da Figura 12. Posteriormente, a SCSE propôs um outro critério, que envolve a variação de temperatura e a hipótese de a estrutura estar aquecida ou não (ver Figura 13). Esse critério poderá ser consultado em ACI (2001, p. 13).

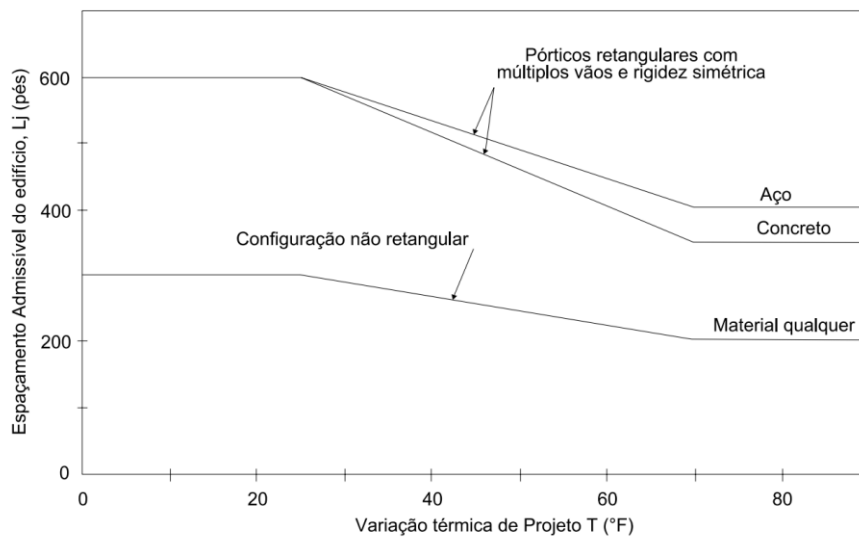


Figura 11 – Espaçamento entre juntas de dilatação – Método de Martin e Acosta



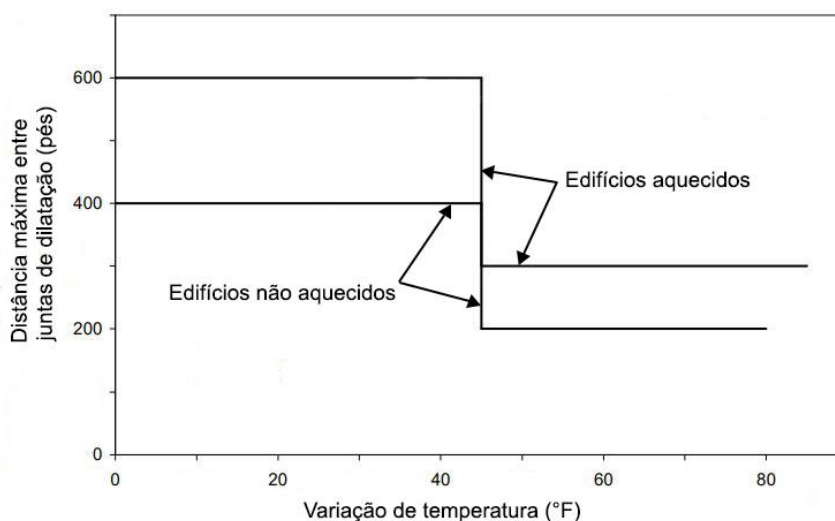
(MARTIN; ACOSTA, 1970 apud ACI, 2001)

Figura 12 – Espaçamento entre juntas – Método da National Academy of Sciences



Fonte: Adaptado de *National Academy of Sciences* (1974) apud ACI, 2001)

Figura 13 – Espaçamento entre juntas – Método da National Academy os Sciences



Fonte: Adaptado de (National Academy of Sciences, 1974 apud ACI, 2001)

### 2.5.2 Dispositivos de transferência de esforços

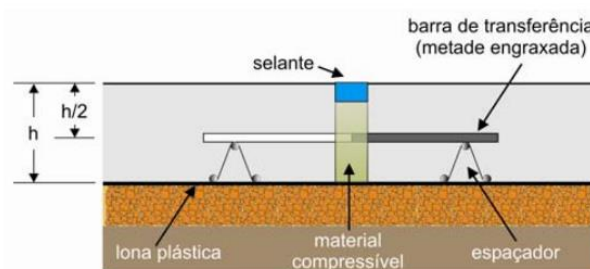
De acordo com Valenciani (1997), nas ligações em estruturas, existem dois tipos de componentes: os elementos de ligação e os dispositivos de ligação. Os primeiros citados são componentes que permitem a transmissão de esforços gerados na estrutura, como, por exemplo, elementos que enrijecem uma determinada estrutura e elementos que transferem de maneira uniforme os esforços de pilares sobre uma superfície de concreto. Já os dispositivos de ligação são componentes que unem elementos de ligação e outras partes da estrutura que se tem como objetivo conectar. Dentre esses componentes, tem-se parafusos e barras metálicas, que podem ser rosqueadas ou não.

Em edifícios com juntas de dilatação, cada parte da estrutura tende a se movimentar em diferentes direções de acordo com a solicitação a que essa estrutura está submetida. A junta tende a se abrir e se fechar. Para isso, é necessário prever algum dispositivo de transferência de esforços para que mantenha condições de durabilidade à estrutura, de conforto ao usuário e para que os esforços sejam transferidos de uma estrutura a outra, quando esses incidirem pela junta.

Quando se discute sobre juntas de dilatação e a sua principal função em uma estrutura, é possível perceber algumas semelhanças com juntas de expansão utilizadas em pavimentos rígido quando se trata de permitir movimentos em determinadas direções da estrutura, sem

comprimi-la, de maneira que não sejam causados danos à edificação. No estudo de Rodrigues (2008), é apresentado um desenho que esclarece os principais materiais existentes em uma junta de expansão de pavimento rígido, conforme ilustrado na Figura 14, na qual destaca-se a presença de uma barra de transferência de esforços (sendo metade dela engraxada), de espaçadores para apoiá-la, de um material compressível no contorno da junta e de um selante.

Figura 14 – Materiais existente na junta de expansão



Fonte: (RODRIGUES, 2008)

Em juntas de dilatação de edifícios que possuem barras de transferência, os componentes são semelhantes, excluindo-se, nesse caso, a presença da sub-base e do subleito. Nos itens subsequentes, serão detalhados os tipos de elementos que transferem esforços, suas principais características, sua acomodação no pavimento e os esforços a que poderão estar submetidos.

### 2.5.3 Elementos de Transferência

Segundo Teller e Cashell (1958), um dos aspectos que torna um sistema de transferência de cargas ser proveitoso para juntas dos pavimentos de concreto é manter o alinhamento nas extremidades de duas placas. A título de comparação, no caso de um pavimento de edifício em concreto armado ser separado por juntas de dilatação, uma das funções do dispositivo de transferência de esforços será reduzir o movimento horizontal relativo entre as partes da estrutura. Tal movimento horizontal na posição da junta ocorre em decorrência de encurtamentos e alongamentos que são sofridos pelos elementos da estrutura.

O elemento de transferência de esforços mais comum para esse tipo de solução é a barra de aço lisa de seção circular que pode ser encontrada comercialmente em aços CA-25, com diâmetros que variam de 6,3 a 40 mm. As principais características que se espera dessa barra são a sua retilidade, a lisura de sua superfície e a falta de arestas nas extremidades, a fim de garantir

uma boa interação mecânica entre os pavimentos. Essa interação poderá ser alcançada antes da concretagem do pavimento se essas barras circulares receberem pintura ou graxa em uma das suas metades, ou até mesmo revestimento com algum material que não permita a aderência entre o aço e o concreto, o que permitirá a cinemática das juntas quando for mandatário (DE OLIVEIRA, 2008; PITTA, 1998). Assim como em demais elementos estruturais de aço utilizados na construção civil, é recomendado o tratamento superficial dessa barra para não reduzir sua vida útil. Uma alternativa para isso é envolver o aço com epóxi (ECS), conforme foi realizado no programa experimental de Murison, Shalaby e Mufti (2004).

Como alternativa, ao longo dos últimos anos, foram desenvolvidos materiais que possuem maior durabilidade do que o aço quando inseridos em ambientes de alta agressividade. Dentre eles, situa-se o polímero reforçado com fibras de vidro, também conhecido como *Glass Fiber Reinforced Polymer* (GFRP). Na pesquisa de Eddie, Shalaby e Rizkalla (2001), foram avaliados três tipos de barras GFRP conectando duas lajes de concreto, em que um dos carregamentos utilizado no ensaio foi do tipo estático. De maneira geral, por meio dos ensaios realizados em laboratório, os autores verificaram que as barras de transferência com GFRP com diâmetro de 38,1 mm poderiam ser substituídas por uma barra de aço revestida em epóxi com 31,75 mm de diâmetro, ou seja, as duas barras teriam desempenho semelhante.

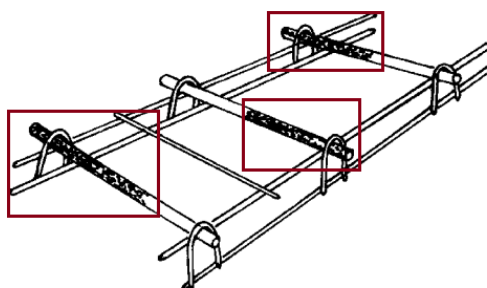
#### 2.5.4 Esforços em barras de transferência

No que se trata de ensaios realizados para avaliar o cisalhamento duplo, Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) realizaram estudos para determinar a transferência de forças cortantes por meio de 38 corpos de prova prismáticos de concreto armado. Os autores verificaram que as barras de estribos que fazem parte dos modelos ensaiados contribuíram na tensão resistente ao cisalhamento do concreto. O ensaio consistiu em forças axiais aplicadas ao longo de um plano cortante, uma vez que os estribos, segundo os pesquisadores, funcionaram como um excelente mecanismo de transferência de carga.

A transferência de esforços entre lajes de concreto que são separadas por juntas poderá ser sucedida desde que sejam previstas barras de transferência metálicas, uma vez que essas estarão submetidas à combinação de esforço de cisalhamento e flexão. Na hipótese de permitir o deslocamento horizontal da estrutura, as barras deverão ser lisas e não aderentes ao concreto em um dos lados da junta. Dessa forma, para evitar a ligação ao concreto, a extremidade não

aderida deverá ser revestida integralmente com um material plástico ou similar, o qual deverá ser lubrificado inteiramente com graxa (ou material similar que impeça o contato direto da barra com a superfície sólida), conforme ilustrado na Figura 15 (ACI, 2001). Dessa forma, não há de se ter transferência de esforço normal entre as estruturas adjacentes, apenas o esforço cortante e momento fletor.

Figura 15 – Montagem de barras de transferências utilizadas em lajes de concreto



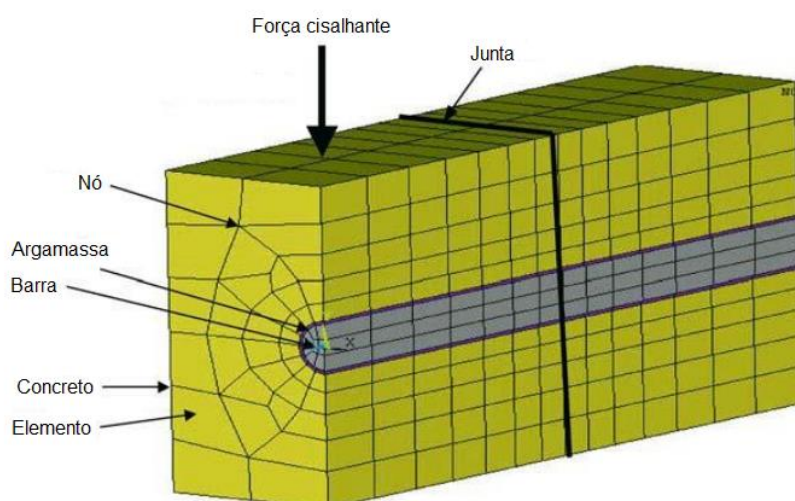
Fonte: (GUSTAFERRO, 1980 apud ACI, 2001)

Jalalifar, Aziz e Hadi (2006) investigaram experimentalmente o comportamento de blocos de concreto armado com resistências de 20 e 40 MPa separados monoliticamente por duas juntas e dividindo-os em três partes. No sentido do comprimento dos blocos, foi previsto um tubo plástico para posteriormente atravessar uma barra metálica rosqueada em suas extremidades, permitindo que a barra fosse submetida às forças de tração de 20, 50 e 80 kN. Os dois blocos de concreto extremos foram fixados na plataforma do equipamento que realizou o ensaio de cisalhamento duplo. Após os experimentos em laboratório, os autores compararam os resultados com um modelo numérico tridimensional, por meio dos Métodos dos Elementos Finitos e do *software* Ansys em sua versão 8.

Sob o ponto de vista analítico, os autores verificaram que, quando a barra metálica é submetida ao cisalhamento, ela apresenta uma deformação influenciada pelo deslocamento da junta. As curvas de deformação foram influenciadas por duas componentes: a carga axial  $N$  e a carga de cisalhamento lateral  $Q$  em um dos pontos críticos. Um desses pontos situa-se na intersecção entre os parafusos com o momento de flexão nulo e o outro no momento de flexão máximo com tensão de cisalhamento nula. Dessa maneira, essas cargas produziram tensões resultantes ao longo da barra oriundas de momentos de flexão  $M$ , força de corte  $Q$  e forças axiais  $N$ , já que, no ponto de vista dos autores, a barra se comportava como um elemento de viga.

Na modelagem numérica com a versão 8 do *software* Ansys, Jalalifar, Aziz e Hadi (2006) utilizaram elementos sólidos 3D, mais especificamente o elemento SOLID 65 e SOLID 95 para modelar o concreto, argamassa (existente entre o aço e o concreto) e aço, com cada nó do elemento contendo três graus de liberdade de translação. Isso tolerou formas irregulares e não gerou perda de precisão nos resultados. Já o elemento de contato utilizado na modelagem para representar o contato entre a superfície aço-argamassa e argamassa-concreto é denominado por CONTA174 e é utilizado para simular elementos de contatos 3D na superfície no *software* em questão. Na Figura 16, é ilustrada a parcela de 1/4 da seção de concreto, argamassa e barra metálica, por meio de uma malha de elementos finitos.

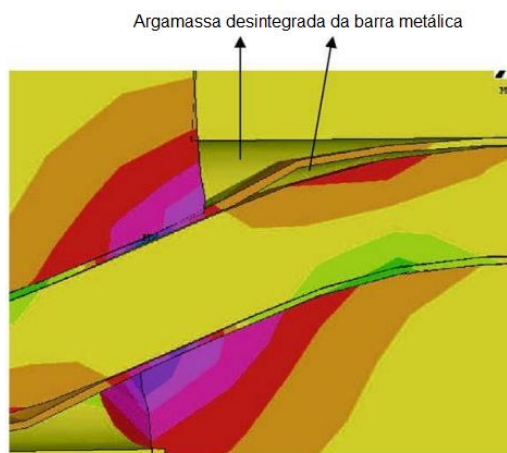
Figura 16 – Modelo tridimensional de malha



Fonte: Adaptado de Jalalifar, Aziz e Hadi (2006)

A partir dos resultados obtidos na investigação, Jalalifar, Aziz e Hadi (2006) concluíram que os resultados do modelo analítico são compatíveis com a simulação numérica. Dentre as conclusões dos autores, constata-se que a tensão de cisalhamento máxima na barra metálica se concentrou nas proximidades dos planos da junta. Também foi verificado que, ao aumentar a carga de tração inicial da barra, a tensão de cisalhamento na barra metálica reduziu. A deformação plástica na barra, verificada pelo critério de Von Mises, também foi reduzida à medida que ocorria o aumento da carga de pré-tração. Para comprovar a compatibilidade entre o ensaio experimental e a modelagem numérica realizada por elementos finitos, as Figura 17 e Figura 18 ilustram a desintegração da argamassa nas interfaces da argamassa com a barra metálica.

Figura 17 – Resultado da interface argamassa-barra metálica através do Ansys



Fonte: Adaptado de Jalalifar, Aziz e Hadi (2006)

Figura 18 – Resultado da interface argamassa-barra metálica através de ensaio experimental



Fonte: Adaptado de Jalalifar, Aziz e Hadi (2006)

Por último, a resistência do concreto influenciou na magnitude da carga de cisalhamento e na deformação devido ao cisalhamento. De maneira geral, os valores de carga de cisalhamento para todas as barras foram menores em blocos de concreto com 20 MPa quando em comparação a blocos de concreto de 40 MPa (JALALIFAR; AZIZ; HADI, 2006).

Assim, verificou-se, com o trabalho de Jalalifar, Aziz e Hadi (2006), que é plausível representar as barras de transferências de esforços como elementos de vigas, visto que os resultados do ensaio experimental e da modelagem numérica realizada pelo método dos elementos finitos foram compatíveis.

### 3 INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

À medida que a altura dos edifícios aumenta, mais importância deverá ser dada à rigidez da sua estrutura componente, visto que a ação das forças horizontais será mais preponderante. Isso significa que, após uma determinada altura, a resposta lateral do edifício torna-se significativa, e a sua deslocabilidade passa ser controlada cada vez mais pela geometria dos elementos de contraventamento do que pela resistência do material empregado nestes elementos.

Simiu e Yeo (2019) estabelecem que os momentos de tombamento em cada pavimento são resultado do produto dos deslocamentos horizontais (provocados pela ação do vento) pelos esforços verticais atuantes em cada andar. Esses momentos resultam na amplificação dos efeitos devidos ao vento, o que está relacionado com o estudo dos efeitos de segunda ordem.

Para Santos (2016), considera-se uma estrutura estável de acordo com a sua competência de absorver os efeitos causados pelos seus nós deslocáveis, isso é, pela sua capacidade de resistir aos efeitos de segunda ordem. Sendo assim, por meio da mensuração desses efeitos, será possível assegurar o quão estável é a estrutura, visto que a verificação da estabilidade global é claramente estabelecida pela ABNT NBR 6118 (2014).

De acordo com a norma brasileira supracitada, os efeitos de segunda ordem podem ser classificados por efeitos globais, locais e localizados. Os primeiros são causados pelos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura quando ela for submetida a cargas verticais e horizontais. Já os efeitos locais ocorrem nas barras da estrutura, mais precisamente nos pilares, quando os eixos perdem a reticidade e os nós extremos da barra se deslocam de maneira distinta. Por fim, os efeitos localizados ocorrem mais comumente em pilares-parede, nos quais tais efeitos aumentam tanto a flexão longitudinal quanto a flexão transversal.

Neste capítulo, são revisados alguns assuntos fundamentais e de caráter importante no âmbito de estabilidade de estruturas. Ademais, são abordados alguns parâmetros para avaliar a estabilidade global de edifícios. Por fim, é introduzido o estudo da não linearidade em estruturas de concreto.



### 3.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE $\alpha$

O parâmetro  $\alpha$  é apresentado no trabalho de Beck e König (1967), que consiste em um método de avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, mas não é capaz de estimar seus efeitos de segunda ordem. É um parâmetro baseado na Teoria de Euler e foi idealizado como parâmetro de instabilidade por meio do trabalho de Franco (1985).

Em Beck e König (1967) *apud* Vasconcelos (1997), foram analisados os valores de  $\alpha$  de um edifício de múltiplos pavimentos com o mesmo valor de altura entre pisos, no qual foi verificada a diferença de deslocamento entre pavimentos baseado em uma série de análises. Os autores admitiram que os trechos de pilares possuíam ligações rígidas entre si. Com base nisso, partiram do pressuposto de que os pilares que formavam as estruturas do pórtico do edifício poderiam ser representados por um único pilar de rigidez equivalente a todos pilares. Nesse caso, assumiu-se que esse único pilar desempenharia a função de um elemento rígido de contraventamento e, quando submetido às mesmas cargas, resultaria nas mesmas flechas da estrutura original constituída por pórticos. Assim, afirma-se que haveria uma transformação de discreto em contínuo.

Nota-se que o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  consiste em uma verificação da estabilidade do edifício por meio da verificação de um único pilar com rigidez equivalente à estrutura formada por pórticos. De acordo com Vasconcelos (1997), esse procedimento é aceito somente para edifícios com mais de quatro pavimentos, para os quais o valor crítico de  $\alpha$  possui valor de 2,8. A fim de dispensar uma possível análise de segunda ordem e de evitar deslocamento horizontais significativos, a ABNT NBR 6118 (2014) propõe a adoção de um valor limite de 0,6 para o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , mas com algumas ressalvas.

Com base na norma brasileira supracitada, uma estrutura simétrica poderá ser considerada como de “nós fixos”, caso o valor de  $\alpha$  seja menor que o valor limite de  $\alpha_1$ , de acordo com as Equações 3.1 e 3.2.:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad (3.1)$$

$$\alpha_1 = (0,2 + 0,1n) \therefore n \leq 3 \quad (3.2)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \therefore n \geq 4$$

$\alpha$  é o parâmetro de instabilidade;  $n$ , o número de pavimentos acima da fundação ou do nível com menor deslocabilidade do subsolo,  $H_{tot}$ , a altura total da edificação medida do topo da fundação ou do nível com menor deslocabilidade do subsolo,  $N_k$ , o somatório de todas as cargas verticais que solicitam a estrutura com seus respectivos valores característicos,  $I_c$ , o momento de inércia da seção bruta de concreto,  $E_{cs}$ , o módulo de deformabilidade secante do concreto, e  $E_{cs} \cdot I_c$  o somatório de rigidez de todos os pilares na direção analisada. Conforme já mencionado neste subcapítulo, poderá ser considerada uma rigidez de pilar equivalente quando forem analisadas estruturas de pórtico, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo de sua altura.

Esse pilar equivalente terá uma rigidez que poderá ser calculada da seguinte maneira:

- a) Calcula-se o deslocamento no topo da estrutura de contraventamento através das cargas horizontais na direção analisada;
- b) Determina-se a rigidez equivalente de seção constante, com o pilar engastado na base e livre no topo, de mesma altura  $H_{tot}$ , de maneira que, sob a ação das mesmas cargas horizontais, obtenha-se o mesmo deslocamento no topo dele.

O valor limite de  $\alpha = 0,6$  pode ser adotado para estruturais usuais de edifícios, para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. No caso de contraventamentos concebidos exclusivamente por pilares-parede, deve-se utilizar  $\alpha = 0,7$ . Em situações em que houver apenas pórticos, deve-se adotar  $\alpha = 0,5$ .

Para edifícios que não ultrapassam o número de quatro pavimentos, Vasconcelos (1997) recomenda a Equação 3.3 para o cálculo de  $\alpha$ :

$$\alpha^2 = 2,8 - 1,1e^{-0,22n} \quad (3.3)$$

$n$  é a quantidade de pavimentos.

No trabalho de Franco (1985), nota-se que, na dedução de  $\alpha$ , levou-se em consideração a carga vertical de cálculo  $N_d = N_k \cdot 1,4$  e a não-linearidade física igual a  $0,7 \cdot E_{cs} \cdot I_c$ . Esse procedimento traz à luz o motivo de empregar, no cálculo do parâmetro  $\alpha$ , os esforços característicos e a rigidez integral da seção.

### 3.2 COEFICIENTE $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  foi criado com o intuito de avaliar não somente o quão vulnerável a estrutura se encontra com relação aos esforços de segunda ordem, mas também estimar esses esforços, majorando os de primeira ordem e dispensando uma possível análise de segunda ordem. Idealizado por Franco e Vasconcelos (1991), os resultados desse coeficiente tem a seguinte definição:

- a)  $\gamma_z \leq 1,10$ : a estrutura é considerada de “nós fixos”, ou “pouco deslocáveis”;
- b)  $\gamma_z \geq 1,10$ : a estrutura é considerada de “nós móveis”;

Caso a estrutura se enquadre no item a supracitado, ou seja, se houver uma estrutura considerada com nós poucos deslocáveis, não será necessário considerar os efeitos de segunda ordem globais. Nesse caso, a estrutura possui uma rigidez suficiente para não ser necessário aumentar os esforços de primeira ordem.

Em contrapartida, se prevalecer a condição  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ , os efeitos de segunda ordem globais deverão ser considerados, pois trata-se de uma estrutura de nós móveis. Nessa hipótese, os esforços horizontais deverão ser multiplicados por  $0,95\gamma_z$ , conforme é estabelecido no item 15.7.2 da ABNT NBR 6118 (2014).

No item 15.7.3 da mesma norma citada no parágrafo anterior, é preconizado que, para a aplicação do coeficiente  $\gamma_z$ , poderá ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada quando forem analisadas estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares. Dessa maneira, conforme é abordado com maiores detalhes no item 3.6 deste trabalho, tomar-se-á diferentes valores de rigidez para vigas, lajes e pilares.

Entretanto, o primeiro passo para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  é dado pelo somatório do produto das forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais aplicados nos

respectivos nós, para a combinação considerada, e obtida na primeira análise de 2ª ordem. Esse valor pode ser calculado através da Equação 3.4,

$$\Delta M_d = P_d \cdot \delta_d \quad (3.4)$$

sendo  $P_d$  a força vertical de cálculo e  $\delta_d$  o deslocamento de primeira ordem, do ponto de aplicação da resultante de todas as forças verticais.

Já o  $M_{1d}$  consiste no momento de tombamento, ou, também, momento de primeira ordem, cujo valor é adquirido pelo somatório das forças horizontais em relação à base da estrutura. Esse valor pode ser calculado através da Equação 3.5,

$$M_{1d} = H_d \cdot z \quad (3.5)$$

sendo  $H_d$  a força horizontal de cálculo e  $z$  a altura do ponto de atuação da força horizontal em relação à base da estrutura.

Portanto, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o coeficiente  $\gamma_z$  pode ser calculado pela Equação 3.6,

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (3.6)$$

sendo que a ABNT NBR 6118 (2014) recomenda a majoração do esforço solicitante quando for realizada uma análise considerando a não linearidade geométrica. Esse procedimento majorador é descrito com maiores detalhes no item 3.5.2 deste trabalho.

### 3.3 COEFICIENTE $FAVt$

Com ponderações similares ao coeficiente  $\gamma_z$ , o  $FAVt$  é um coeficiente particular do sistema CAD/TQS e é considerado um parâmetro adicional para avaliar a estabilidade global. De acordo com Bueno (2009), tal parâmetro também é considerado um fator de amplificação de esforços

e é calculado para combinações no estado limite último, definidas para o modelo da estrutura. Seu equacionamento é similar ao do coeficiente  $\gamma_z$ , mas, adicionalmente, são ponderados os deslocamentos horizontais devidos às cargas gravitacionais. De maneira geral, o único membro que é calculado de outra forma quando comparado ao coeficiente  $\gamma_z$  é o  $\Delta M_d$ , que se encontra na Equação 3.4.

Na pesquisa desenvolvida por Bueno (2009), esse parâmetro foi designado por  $\gamma'_z$ , e o autor ressalta que, em situações em que a estrutura ou os carregamentos verticais apresentarem assimetria, ocorrerão deslocamentos horizontais provocados por eles e que poderão ser controlados pelo valor de  $FAVt$ .

### 3.4 IMPERFEIÇÃO GEOMÉTRICA GLOBAL

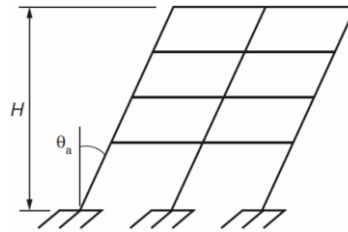
O desaprumo dos pilares de um pórtico espacial em relação à sua base é conhecido como uma imperfeição geométrica global e é considerado uma carga permanente que tende a causar um momento de tombamento na estrutura. No item 11.3.3.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014), é prescrito que, independentemente de a estrutura analisada ser contraventada ou não, na análise global dela, deverá ser considerado o desaprumo dos elementos verticais. A fim de estimar o desaprumo, faz-se necessário calcular o valor de  $\theta_1$  e  $\theta_a$  (ver Figura 19), conforme apresentado na Equação 3.7 e 3.8,

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (3.7)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (3.8)$$

sendo  $H$  a altura total do edifício em metros,  $n$  o número de pilares verticais que contribuem para o efeito do desaprumo global e associados à altura  $H$  e  $\theta_a$  o ângulo de desaprumo. A norma supracitada ainda impõe os seguintes valores limite para  $\theta_1$ :  $\theta_{1min} = 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais e  $\theta_{1máx} = 1/200$ . Já nos casos de edifícios com predominância de lajes lisas ou do tipo cogumelo, considera-se  $\theta_a = \theta_1$ .

Figura 19 – Imperfeições geométricas globais



Fonte: (ABNT NBR 6118, 2014)

No que se trata das ações de vento e desaprumo, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 59) estabelece que as considerações deverão ser realizadas de acordo com as seguintes possibilidades:

- a) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento. Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de  $\theta_{1min}$ , conforme definido acima.
- b) Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de  $\theta_{1min}$ , conforme definido acima.
- c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do  $\theta_{1min}$ . Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

### 3.5 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Determinadas estruturas sofrem mudanças significativas em sua geometria, situação em que a análise de não-linearidade geométrica é aplicada para avaliar o comportamento desses elementos estruturais. A título de exemplo, uma barra sob compressão centrada em seu eixo longitudinal dificilmente terá esse esforço aplicado coincidentemente no centro de gravidade da sua respectiva seção. Diante disso, cálculos para obtenção de deslocamentos, por exemplo, utilizando aproximações da teoria linear são inviáveis para obtenção de resultados acurados.

A não-linearidade em um problema estrutural exige formulações matemáticas específicas para a sua resolução. Dada uma estrutura, essa poderá ter comportamento não-linear, mesmo que seu material constituinte seja elástico linear. Em situações em que ocorrem grandes deslocamentos e pequenas deformações, como por exemplo, em estruturas esbeltas (torres e edifícios altos), mais uma vez, é notável a não-linearidade geométrica. Na hipótese de grandes deflexões laterais em um pilar esbelto de um edifício de concreto armado, por exemplo, a

consequência será de momentos fletores adicionais ocasionados por um esforço normal associado, sendo que tais efeitos são conhecidos na literatura como “efeitos de segunda ordem”.

De acordo com Kuzin (2019), na não-linearidade geométrica, as equações de equilíbrio são baseadas na configuração deformada da estrutura, enquanto em uma análise linear (sem consideração da não-linearidade geométrica) as equações de equilíbrio são sempre baseadas na configuração não deformada da estrutura.

Diversos são os métodos para avaliar os efeitos de segunda ordem. Dentre eles, tem-se, por exemplo, o método do pilar padrão com curvatura aproximada, o do pilar padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada, o do pilar padrão acoplado a diagramas  $M, N, 1/r$  e o do pilar padrão melhorado, conforme estabelecido no item 15.8.3.3 da ABNT NBR 6118 (2014). Outros métodos também são amplamente utilizados, como, por exemplo, o pilar padrão simples, processo P-Delta, integração numérica e integração analítica. Já o Processo da Matriz de Rigidez Geométrica, que foi utilizado no trabalho de Banki (1999), emprega uma formulação que altera os coeficientes da matriz de rigidez da estrutura. No presente trabalho, maior ênfase será dada para o processo P-Delta.

### 3.5.1 Processo P- $\Delta$

O processo numérico P-Delta consiste em uma solução de problemas de não-linearidade geométrica de barras prismáticas e utiliza aproximações sucessivas de retas. Trata-se de um processo iterativo que apresenta cálculos repetitivos com referência aos resultados de cálculos anteriores. Por se tratar de um processo numérico sem solução exata, é conhecido como um algoritmo com aproximações matemáticas simples e sucessivas. No âmbito da engenharia estrutural, é considerado um processo com boa aceitabilidade para análise de segunda ordem de estruturas complexas, como, por exemplo, estruturas reticuladas de concreto armado. Quando utilizado em estruturas de concreto, seu emprego poderá ser concomitante com aproximações de não-linearidade física ou por meio do momento-normal-curvatura, assunto que será abordado no item 3.6 deste trabalho.

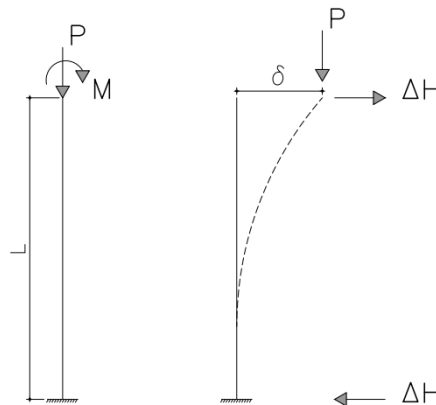
Wilson e Habibullah (1987) desenvolveram um algoritmo para incorporar o efeito P-Delta na formulação básica da matriz de rigidez de pórticos tridimensionais, sendo que esse algoritmo serviria como uma correção da rigidez da estrutura. Os autores concluíram que esse processo

poderia ser utilizado para análises estáticas e dinâmicas, como também contribuiria para o prolongamento de intervalos de tempos e mudanças nas formas modais devido ao efeito P-Delta. Posteriormente, os autores implementaram essa solução no *software* SAP80 e ETABS. Atualmente, o processo também é largamente utilizado em *softwares* comerciais, como SAP2000, CAD/TQS, MIDAS, STAAD, entre outros.

De acordo com Wilson (1998), diversas técnicas foram propostas para validar o comportamento de segunda ordem por meio do P-Delta. Dentre elas, consta o trabalho de Rutenberg (1982), que estudou esse processo para analisar o efeito de segunda ordem em estruturas não simétricas.

Um método bem difundido para o cálculo de P-Delta e que é abordado neste trabalho é pelo binário fictício ou carga lateral fictícia ( $\Delta H$ ), conforme ilustrado na Figura 20, cuja deformação na estrutura deverá ser levada em consideração nas equações de equilíbrio. Nesse contexto, uma situação em que a estrutura poderá se tornar mais deformável ou menos resistente será quando, imediatamente, uma força normal estiver aplicada no eixo da barra. Em vista disso, apesar de o método realizar uma série de análises elásticas de primeira ordem, o princípio da superposição dos efeitos não é válido.

Figura 20 – Barra isostática com imposição da carga lateral fictícia



Fonte: Elaborado pelo autor.

Nota-se que, no caso da Figura 20, há uma força  $P$  e um deslocamento  $\delta$  na extremidade livre da barra, o que causa um momento de segunda ordem que será equilibrado por  $\Delta H \cdot L$ , sendo que este último produto representa o equilíbrio da barra, conforme a Equação 4.35.



$$P \cdot \delta = \Delta H \cdot L \quad (4.35)$$

Vale ressaltar que o P-Delta resulta apenas em deslocamentos relativos ao nó da estrutura e não no meio de um determinado trecho da barra ou do pilar. Para analisar a deformação a cada trecho, é necessário fazer uma análise por P- $\delta$ , que é um método abordado com maior profundidade nos trabalhos de Wilson (1998), Powell (2010) e Banki (1999).

### 3.5.2 Majoração pelo $\gamma_f$

No que diz respeito à majoração de carregamentos, ao realizar-se uma análise considerando a não-linearidade geométrica, a ABNT NBR 6118 (2014) permite que os carregamentos característicos da estrutura sejam majorados por um fator  $\gamma_f$ , o qual é estabelecido pela ABNT NBR 8681 (2003) e definido por meio da Equação 3.9,

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3} \quad (3.9)$$

sendo  $\gamma_{f1}$  o termo que pondera a variabilidade das ações e  $\gamma_{f2}$  o coeficiente de combinação  $\psi_0$ .  $\gamma_{f3}$  leva em consideração os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, que podem ser por problemas construtivos ou por uma deficiência do método de cálculo empregado. De acordo com o que preconiza a ABNT NBR 8681 (2003), o valor de  $\psi_0$  pode variar de acordo com o tipo de carregamento, sendo  $\psi_0 = 0,5$  para casos gerais,  $\psi_0 = 0,7$  quando houver elevada concentração de pesos e pessoas e  $\psi_0 = 0,8$  para depósitos, arquivos, oficinas e garagens.

No que se trata de análises envolvendo a não linearidade geométrica, o fator majorador supracitado pode ser dado por  $\gamma_{f1}/\gamma_{f3}$ , e, em seguida, os carregamentos são majorados por  $\gamma_{f3} = 1,1$ . Sendo assim, o fator  $\gamma_f$  é considerado para fins de dimensionamento no estado limite último, ainda que o carregamento obtido seja inferior àquele que seria obtido, caso fosse aplicado o fator  $\gamma_{f3}$ . Para Franco e Vasconcelos (1991), esse procedimento se justifica, pois o cálculo será mais refinado e amenizará as indeterminações trazidas pelo  $\gamma_{f3}$ .

### 3.6 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

Em estruturas reticuladas de concreto armado, os materiais das barras que contemplam essas estruturas não seguem a Lei de Hooke, ou seja, as tensões e deformações não são proporcionais, e o gráfico tensão-deformação não será linear. Diante disso, faz-se necessário adotar alternativas e aproximações para simular a não-linearidade física do concreto armado.

Claramente, os efeitos da fluência, a plastificação de armaduras, a fissuração, a relaxação, a variação de temperatura, a variação das solicitações normais e as rotações plásticas dos nós, entre outros aspectos, denotam o comportamento visco-elasto-plástico do concreto armado. Dessa forma, no dimensionamento estrutural de edifícios contemplados por reticulados de barras e pilares-parede, além da não-linearidade geométrica, dever-se-á levada em consideração a não-linearidade física. Nesse sentido, devem ser conhecidos: a rigidez de cada barra, o módulo de deformação do concreto e a inércia, seja da seção fissurada ou não (BUCHAIM, 2001).

Uma primeira aproximação da não-linearidade física considerada apenas na análise dos efeitos globais de segunda ordem para estruturas reticuladas de concreto armado, com no mínimo quatro andares, é dada através do item 15.7.3 da ABNT NBR 6118 (2014), tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

- a) *Lajes*:  $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$ ;
- b) *Vigas*:  $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$  para  $A'_s \neq A_s$ ;
- c) *Vigas*:  $(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c$  para  $A'_s = A_s$ ;
- d) *Pilares*:  $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$ .

Atualmente, ainda existe uma limitação em relação aos valores de rigidez a serem adotados em edificações com menos de quatro pavimentos devido à falta de estudos neste tema. Para análise de estruturas de edifícios em concreto armado, o IBRACON (2015) recomenda determinados valores de  $\alpha$  para vigas, com base no trabalho de Crespo (2002). Esses valores são em função da taxa de armadura média do conjunto de vigas da estrutura.

Uma segunda aproximação para o cálculo de flechas em vigas fletidas e fissuradas poderá ser realizada através da formulação de Branson (1965), conforme estabelecido no item 17.3.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014), e descrito pela Equação 3.10,

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (3.10)$$

sendo  $I_c$  o momento de inércia da seção bruta de concreto;  $I_{II}$  o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, calculado com  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$ ;  $M_a$  o momento fletor na seção crítica do vão considerado;  $M_r$  o momento de fissuração do elemento estrutural; e  $E_{cs}$  o módulo de elasticidade secante do concreto.

Outra aproximação da não-linearidade física para o cálculo de barras submetidas à flexo-compressão normal e flexo-compressão oblíqua poderá ser obtida através dos métodos curvatura aproximada da seção crítica, rigidez  $\kappa$  aproximada e diagrama M-N-1/r, conforme estabelecido no item 15.8.3.3 da ABNT NBR 6118 (2014). No primeiro método citado, a curvatura é levada em consideração por meio de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica, conforme descrito pela Equação 3.11

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (3.11)$$

sendo

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (3.12)$$

$h$  é a altura da seção na direção considerada, e  $\nu$  é a força normal adimensional. A utilização desse primeiro método é recomendada apenas para pilares com  $\lambda \leq 90$ , com seção constante, bem como armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo. Já no segundo método supracitado, a não-linearidade física é considerada por meio de uma expressão aproximada da rigidez adimensional  $\kappa$ , dada pela Equação 3.13,

$$\kappa_{aprox} = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{hN_d} \right) \nu \quad (3.13)$$

sendo  $\nu$ ,  $h$  e  $N_d$  as mesmas variáveis empregadas na Equação 3.11 e na Equação 3.12. A utilização desse método é recomendada em pilares com  $\lambda \leq 90$ , seção retangular e armadura simétrica constantes ao longo do seu eixo. Por sua vez, o terceiro método é recomendado para obtenção dos esforços de segunda ordem em pilares com  $\lambda \leq 140$ , no qual se utiliza a curvatura da seção crítica para obter os valores de diagramas M, N, 1/r.

Na hipótese de se trabalhar com um material elástico linear e não com um material visco-elastoplástico, o esforço normal não possui influência na peça a ser analisada. Nesse caso, trata-se de um caso com relação momento-curvatura, de material elástico linear, em que é válida a hipótese da Teoria da Elasticidade Linear. Nessa hipótese, tem-se um elemento estrutural qualquer, com módulo de elasticidade  $E$  e momento de inércia  $I$ , cuja inclinação da reta que representa a lei constitutiva do material é dada pelo produto  $EI$ . Em contrapartida, para problemas com não-linearidade física em estruturas de concreto, a relação momento-curvatura é diferente para cada valor de força normal. Vale lembrar que o concreto é um material que sofrerá relaxação e fluência.

Demais aspectos correlatos com a não-linearidade física poderão ser consultados nos trabalhos de Buchaim (2001), Bueno (2014), MacGregor (1993) e Bazant et al. (1991).

## 4 A AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS

A ação estática do vento sobre edifícios causa forças e momentos. As forças devidas ao vento são causadas pelo escoamento do ar e podem incidir através das componentes horizontais, o que provoca esforços de flexão, e através das componentes verticais, que não são relevantes sob o ponto de vista estrutural de edifícios. Neste capítulo, é abordado o escoamento do vento, são relacionados alguns conceitos sobre interação fluido-estrutura, apresentam-se os principais efeitos de vizinhança e, por fim, são abordados os coeficientes aerodinâmicos, bem como o cálculo da força devida ao vento.

### 4.1 CAMADA LIMITE ATMOSFÉRICA

Um dos primeiros passos para entender o estudo matemático da interação entre fluidos e corpos sólidos é a noção do conceito de camada limite, investigada principalmente por Prandtl. Tudo o que está atrelado à camada limite envolve escoamento externo em um obstáculo. Por exemplo, esse obstáculo pode ser um aerofólio, mais precisamente a asa de uma aeronave, o leme de um barco ou até mesmo uma edificação. Dentro desse escoamento externo, existe a camada limite, que consiste em uma fina camada localizada na proximidade da superfície de um determinado corpo, em que seu comportamento é influenciado pela viscosidade. Em Blesmann (2011), observa-se que a velocidade nessa camada tênue varia desde o valor que corresponde ao escoamento do fluido não viscoso até zero na superfície de contorno do sólido, assumindo-se que o fluido em contato com a parede do obstáculo adere a ela. O mesmo autor ressalta que, embora a camada limite seja fina, dela depende diretamente a resistência de atrito do corpo e indiretamente condiciona a resistência de forma, ou seja, a viscosidade causa efeitos que poderão modificar o comportamento do fluxo, sendo capaz de causar turbilhões, o que altera a distribuição de pressões e a resistência de forma.

De acordo com Blesmann (2011), conforme o fluido escoar, a camada limite aumenta, pois mais camadas próximas de um determinado obstáculo são desaceleradas. Diante disso, tem-se três zonas características: a primeira é a laminar, na qual as linhas de corrente apresentam pouca inclinação com relação à superfície e o fluxo é laminar. Nessa zona, simplesmente ocorre a formação do contorno da camada. A segunda é a de transição, em que o movimento não é permanente e a variação da velocidade com o tempo vai aumentando para sotavento, até existir uma turbulência completamente desenvolvida. Como principais características dessa segunda

zona, há seu tamanho, que é muito pequeno, e sua espessura da camada limite, que cresce rapidamente. A terceira zona é a turbulenta, e a espessura da camada aumenta em maior grau. Nessa situação, caso a pressão estática permaneça a mesma e a superfície do obstáculo não seja alterada, essa camada tende a aumentar exaustivamente. Vale ressaltar que, caso o número de Reynolds for menor que o seu valor crítico, o regime será laminar. Por outro lado, se o número de Reynolds for maior que o seu valor crítico, o regime de fluxo será turbulento. Por efeito disso, a velocidade, a viscosidade e a geometria do obstáculo definirão se a zona será laminar ou turbulenta.

Sob a ótica da engenharia estrutural, torna-se imprescindível conhecer todas as propriedades da camada limite para dimensionar a estrutura das edificações. Em linhas gerais, quanto mais rugoso for o terreno, tem-se maior altura da camada limite atmosférica. Para essa mesma altura, tem-se menor valor de velocidade do vento. Loredo-Souza, Schettini e Paluch (2004) ressaltam que a camada limite atmosférica (CLA) é a região na qual obstáculos e rugosidade do terreno influenciam na velocidade do fluxo de vento. Devido à rugosidade do terreno, o vento é freado pelas forças de arrasto próximo à superfície, gerando uma transferência de quantidade de movimento entre as camadas de ar que transladam horizontalmente. Assim, surgem as tensões turbulentas que podem ser obtidas pela Equação 4.1,

$$\tau_t = -\rho_{ar} \bar{u} \bar{w} \quad (4.1)$$

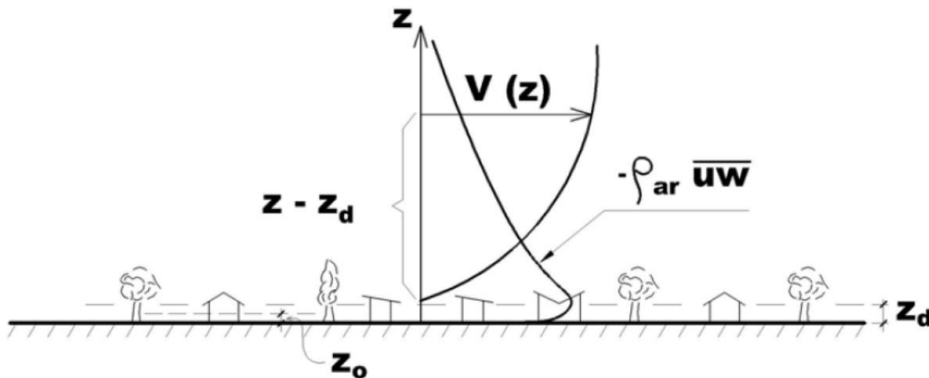
sendo  $-\rho_{ar}$  a massa específica do ar,  $\bar{u}$  a componente média das flutuações na direção do vento e  $\bar{w}$  a componente média vertical das flutuações.

#### 4.1.1 Perfil de velocidade média do vento

Em termos de velocidade, quanto mais aberto for o terreno, maior será a velocidade do vento, maior será a pressão dinâmica e, conseqüentemente, o valor da força aplicada na estrutura também será maior. Para o estudo dos perfis de velocidade média do vento, é necessário entender as camadas originadas pelo comportamento das tensões turbulentas, ou seja, a camada superficial e a camada de Ekman. De acordo com Loredo-Souza, Schettini e Paluch (2004), entende-se como camada superficial aquela próxima da superfície, na qual a variação dos fluxos e tensões não ultrapassam 10% do seu valor médio. Dentro dela, existe uma microcamada

representada por  $z_d$ , denominada deslocamento do plano-zero, em que o transporte das moléculas de ar domina frente ao transporte turbulento. O valor de  $z_d$  está atrelado ao valor de  $z_o$ , que representa a altura de rugosidade, e seu valor pode ser aproximado por 5% da altura média dos obstáculos do vento, conforme ilustrado na Figura 21.

Figura 21 – Perfis de velocidades médias do vento



Fonte: (LOREDO-SOUZA; SCHETTINI; PALUCH, 2004)

O parâmetro  $z_o$  fornece referência para o nível de rugosidade superficial e está atrelado à altura dos obstáculos que constituem esta rugosidade do terreno. Logo, a velocidade gradiente  $\bar{V}_{z_g}$  é considerada constante acima da altura gradiente  $z_g$  e depende da rugosidade. Ressalta-se que, em uma determinada altura da superfície terrestre, o movimento das partículas de ar não é mais influenciado pelos obstáculos do vento, sendo que essa altura é conhecida como altura gradiente  $z_g$ .

Sob a ótica da Engenharia do Vento, os perfis em lei potencial e logarítmica são os perfis de velocidade médias do vento mais utilizados. A lei potencial é a mais utilizada para determinar a velocidade média do vento entre duas alturas dentro da camada limite atmosférica. A razão do seu uso se deve graças à sua simplicidade e ao bom comportamento do perfil do vento que apresenta, e pode ser aplicada para rajadas a partir de 3 segundos (BLESSMANN, 2013). A Equação 4.2 descreve a lei potencial,

$$\frac{\bar{V}(z)}{\bar{V}(z_g)} = \left(\frac{z}{z_g}\right)^p \quad (4.2)$$

sendo  $z$  a altura de interesse da partícula de ar,  $z_g$  a altura gradiente,  $\bar{V}(z)$  a velocidade média da partícula na altura de interesse,  $\bar{V}(z_g)$  a velocidade média gradiente e  $p$  o expoente relacionado com a classe de rugosidade superficial do terreno.

Já a lei logarítmica, também conhecida como lei de Prandtl, é aplicável até uma altura de 100m. Essa lei fornece uma descrição com maior acurácia nas regiões próximas da superfície. Todavia, sua utilização está limitada pelo fato de só se aplicar às rajadas com intervalos de tempo acima de dez minutos e pela dificuldade de obter seus parâmetros. Essa lei é expressa pela Equação 4.3,

$$\frac{\bar{V}(z)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad (4.3)$$

sendo  $z$  a altura de interesse da partícula de ar,  $z_o$  a altura da rugosidade do terreno,  $\bar{V}(z)$  a velocidade média da partícula,  $u_*$  a velocidade de corte e  $k$  a constante de Von Kármán (com valor  $k = 0,4$ ).

## 4.2 INTERAÇÃO FLUIDO-ESTRUTURA

O estudo da interação fluido-estrutura está atrelado a variados fenômenos físicos de interação que podem acarretar diferentes efeitos estáticos às estruturas. Os edifícios imersos na passagem do escoamento, por exemplo, podem ser passíveis dos efeitos da esteira, dos desprendimentos de vórtices e da turbulência. Diante disso, tais conceitos são fundamentais para o entendimento da interação do vento com a estrutura.

### 4.2.1 Desprendimento de vórtices

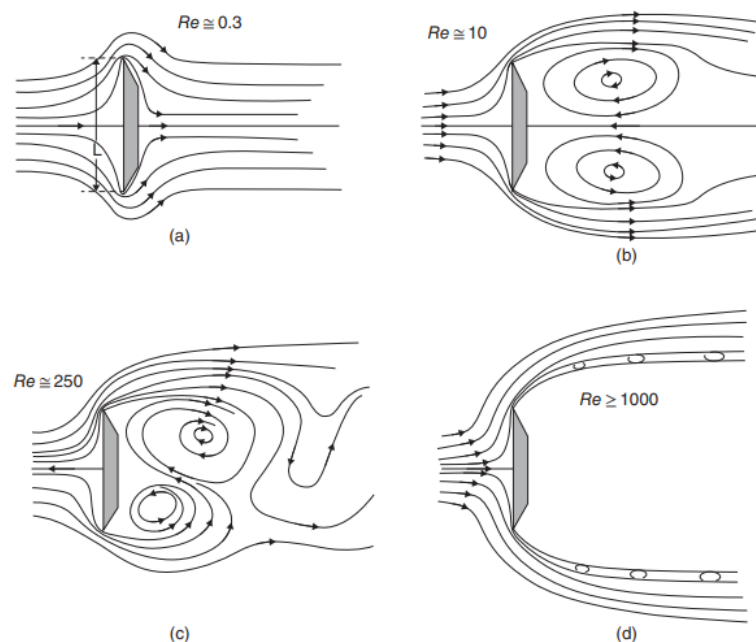
De maneira geral, a maioria dos edifícios construídos em grandes centros são classificados como corpos rombudos, sendo que as particularidades que distinguem os corpos rombudos e não rombudos são abordadas com maiores detalhes no item 5.4.3. Nesse sentido, um corpo rombudo que seja retangular ou que contenha arestas vivas formará turbilhões que se transladarão ao longo da esteira. Em Blessmann (2005), verifica-se que, conforme os turbilhões



se formam, o ar se torna turbulento e dá-se início ao fenômeno denominado desprendimento de vórtices na esteira de uma edificação.

Em Simiu e Yeo (2019), é possível notar os vórtices que se formam na esteira de um obstáculo com cantos vivos, conforme as linhas de escoamento ilustradas na Figura 22. Nota-se que, nesse caso, a formação dos vórtices depende apenas da velocidade do escoamento, pois a seção é a mesma e a viscosidade do ar também. Logo, quanto maior for a velocidade, maior será o número de Reynolds e mais expressiva será a presença de vórtices à sotavento.

Figura 22 – Vórtices formados na esteira nos cenários (b) e (c)



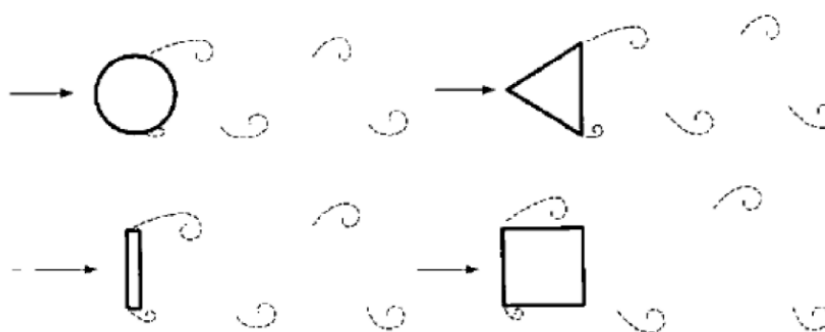
Fonte: (SIMIU; YEO, 2019)

Vale ressaltar que, nos esquemas (a) e (d) da Figura 22, não existe formação de vórtices quando esses são comparados a (b) e (c). Isso ocorre pois, em (a), o regime de escoamento é subcrítico e, em (d), tem-se regime ultracrítico, diferente do regime crítico (b) e do regime supercrítico (c). Demais detalhes sobre o início e final da formação dos vórtices atrelado com o regime de escoamento poderão ser consultados em Blessmann (2011).

Em Blessmann (2005), verifica-se que, quando um corpo é rombudo e está submetido ao vento com escoamento suave, surgem os desprendimentos de vórtices alternados com uma frequência bem definida, denominados vórtices de Kármán, que, no meio técnico, também são chamados de vórtices sincronizados, conforme ilustrado na Figura 23. As solicitações nas edificações devido ao fenômeno supracitado poderão ocorrer de duas maneiras: na direção do vento, quando

ocorrerá a frequência do desprendimento individual dos vórtices e na direção transversal ao vento, uma vez que ocorrerá a frequência do desprendimento de cada par de vórtices. Essa última provoca respostas maiores à estrutura do que a resposta na direção principal do vento.

Figura 23 – Vórtices alternados



Fonte: (BLESSMANN, 2005)

#### 4.2.2 Turbulência

No âmbito da construção civil, a turbulência causada pelo vento natural pode ter sua origem em movimentos circulatorios atmosféricos (BURTON et al., 2011) e, principalmente, pela rugosidade superficial. A primeira é causada pelas transformações termodinâmicas e pelas forças de Coriolis, já a segunda é causada pela rugosidade de superfície, que pode ser representada por obstáculos. Esses obstáculos podem ser árvores isoladas ou em forma de quebra-ventos, montanhas, morros, taludes, edificações, ou seja, todos os obstáculos procedentes da natureza ou construídos pelo homem.

Quando se trata da caracterização do vento no interior da camada limite atmosférica, a turbulência pode ser interpretada como flutuações da velocidade do vento em torno da média. Nesse sentido, quando a atmosfera está em equilíbrio neutro, a agitação mecânica do ar será a principal causa das flutuações da velocidade do vento (BLESSMANN, 2013).

Durante o regime de escoamento natural, as moléculas dos fluidos agitam-se constantemente em todas as direções, movimentando-se rapidamente em diversos sentidos. Caso esse comportamento do fluido não acontecesse, ou seja, se as moléculas de ar se deslocassem na direção e paralelas às camadas do escoamento laminar, não existiriam esforços tangenciais, pois

não haveria intercâmbio de agitações entre as camadas do respectivo escoamento. Em intervalos constantes, as moléculas de uma camada penetram nas camadas vizinhas reciprocamente, isso é, duas camadas adjacentes deslocam moléculas uma à outra, situação que ocorre em um fluxo laminar. Nesse processo, ocorre uma transferência de quantidade de movimento de uma molécula mais veloz para a molécula mais lenta, o que, segundo Blesmann (2011), descreve a existência da viscosidade molecular.

Contudo, as camadas de escoamento laminar realizam o intercâmbio não somente de moléculas individuais, mas de grupos inteiros de moléculas. A partir desse processo, fortes gradientes de velocidades transcorrerão com a geração acentuada de redemoinhos que se agitarão pelo fluido. Nessa linha de raciocínio, não se pode mais analisar o escoamento como laminar, mas como turbulento. É importante ressaltar que, com essa turbulência, os redemoinhos e os demais distúrbios localizados de velocidade surgem a partir da retirada de parte da energia do fluxo do movimento principal, sendo que essa energia é dissipada em forma de calor pela viscosidade dinâmica (BLESSMANN, 2011).

Do ponto de vista aerodinâmico, as dimensões desses redemoinhos ou turbilhões serão variáveis e superpostas e podem estar espaçadas por volta de quilômetros. Ao tratar-se de turbilhões formados na rugosidade superficial, suas dimensões poderão ser da grandeza de milímetros até a magnitude da altura da camada limite atmosférica. Os turbilhões são responsáveis por causar as rajadas de vento, as quais ocorrem em uma sequência aleatória de frequências e intensidades. Essas rajadas ocorrem em torno de um valor médio e são denominadas flutuações da velocidade do vento. As mais velozes são aquelas com menor duração e atuam sobre uma pequena região da edificação (BLESSMANN, 2013).

É de fundamental importância o entendimento de como o tamanho dos turbilhões pode influenciar na resposta das estruturas, como, por exemplo, a de um edifício alto. Quanto menor o turbilhão, mais rápido o fluido se desloca, e quanto maior for o turbilhão, mais lentamente ele se movimentará. Nesse contexto, pequenos elementos estruturais existentes em um edifício serão excitados por pequenos turbilhões e, conseqüentemente, maior será a força aplicada nesses elementos. Quando um grande turbilhão incidir em um imenso obstáculo, a pressão dinâmica exercida nesse corpo será menor, o que é justificado pela baixa velocidade que turbilhões maiores possuem quando interagem com a estrutura. Por outro lado, a área de incidência destes turbilhões é maior, ocasionando maiores forças aplicadas em uma estrutura.

A ABNT NBR 6123 (1988) recomenda que sejam consideradas as características construtivas ou estruturais que acarretem pouca ou nenhuma continuidade ao longo de uma edificação, como, por exemplo, edificações com juntas verticais que separem a estrutura em duas partes independentes, bem como as edificações com baixa rigidez na direção perpendicular à direção do vento e, portanto, com baixa capacidade de redistribuição de cargas. Nesse caso, tem-se três classes de edificações:

- a) **Classe A:** é a classe adotada para edificações cuja sua maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros. Inclui todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Para essa classe, a norma brasileira de forças devidas ao vento em edificações previu um intervalo de tempo para o cálculo da velocidade média de respectivamente três segundos;
- b) **Classe B:** confere a classe na qual a edificação, ou a maior parte dela, seja horizontal ou vertical, esteja entre 20 e 50 metros. Nessa classe, a norma brasileira previu um intervalo de tempo de cinco segundos de velocidade média do vento;
- c) **Classe C:** neste caso, toda a edificação ou parte dela para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros. Para essa classe de edificação, é utilizado um intervalo de tempo para cálculo da velocidade média de 10 segundos.

#### 4.2.3 Esteira

Na esfera da engenharia estrutural, mais especificamente quando se aborda o escoamento do vento frente aos edifícios com alturas elevadas, denomina-se esteira a região à sotavento de um edifício à barlavento em que ocorre a recirculação do escoamento. A forma arquitetônica dos edifícios e as condições de escoamento do ar causam as maiores interferências no escoamento. Acontece que a forma do edifício e o comportamento do escoamento influenciarão na origem da esteira, que inicia após a separação da camada de ar na superfície de contato do obstáculo, causada pela velocidade na camada limite somada ao gradiente adverso de pressão. Nesse caso, segundo Blesmann (2011), se não houver gradiente adverso de pressão, não ocorrerá a separação. Após essa separação no escoamento do ar, o fluxo é alterado, diferenças na

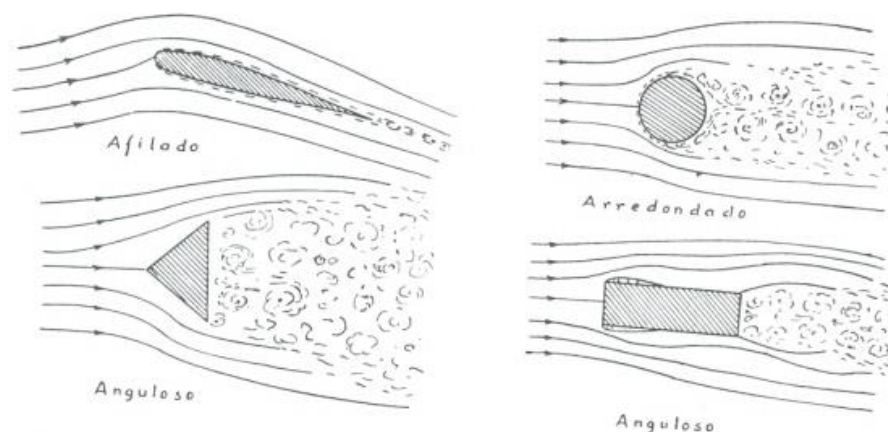
distribuição de pressão são estabelecidas, formam-se grandes e lentos redemoinhos que darão origem aos turbilhões e que, conseqüentemente, formam a esteira.

Segundo Blesmann (2011), a separação ocorrerá em uma zona com velocidade alta e pressão reduzida. O mesmo autor elucida que é característico da esteira a existência de turbilhões de tamanhos e velocidades variáveis. Embora os turbilhões pequenos causem velocidades consideravelmente grandes, geralmente, as velocidades na esteira são menores do que no escoamento circundantes. Além disso, nessa recirculação do escoamento de ar, a perda de energia é grande, o que gera um calor que é dissipado.

Ao saber-se que a ocorrência do gradiente adverso de pressão e o surgimento da esteira na zona de fluxo descolado causarão pressões com valores mais baixos que os teóricos, ressalta-se que a zona de barlavento da separação do escoamento é afetada. De maneira geral, não haverá mais equilíbrio de pressões, e sua resultante é conhecida como resistência de forma. Sob essa ótica, Blesmann (2011) classifica os seguintes corpos com relação a sua resistência de forma, conforme ilustrado na Figura 24:

- a) **Afilados ou aerodinâmicos:** os gradientes de pressão são suavizados ao longo do corpo, o escoamento ocorre sem descolamento, a esteira é estreita com espessura proporcional à do corpo. Além disso, a resistência de forma é baixa e depende do número de Reynolds, dos turbilhões da corrente de ar e da rugosidade superficial. Como exemplo, tem-se a asa de avião, cujo coeficiente de arrasto da asa dependerá sobretudo da resistência de atrito.
- b) **Rombudos arredondados:** o descolamento depende do número de Reynolds, ou seja, das condições de fluxo, das características da camada limite, do acabamento superficial ou do terreno e da geometria do corpo no escoamento. Uma vez que a localização do descolamento for alterada, conseqüentemente é alterada a esteira, o que modifica a distribuição de pressões e a resistência de forma. Como exemplo, tem-se coberturas curvas de edifícios, bem como estruturas cilíndricas.
- c) **Rombudos angulosos:** o deslocamento ocorre em arestas e dependem muito pouco do número de Reynolds. Geralmente, as esteiras são mais amplas em comparação aos casos anteriores. Além disso, a turbulência é mais intensa.

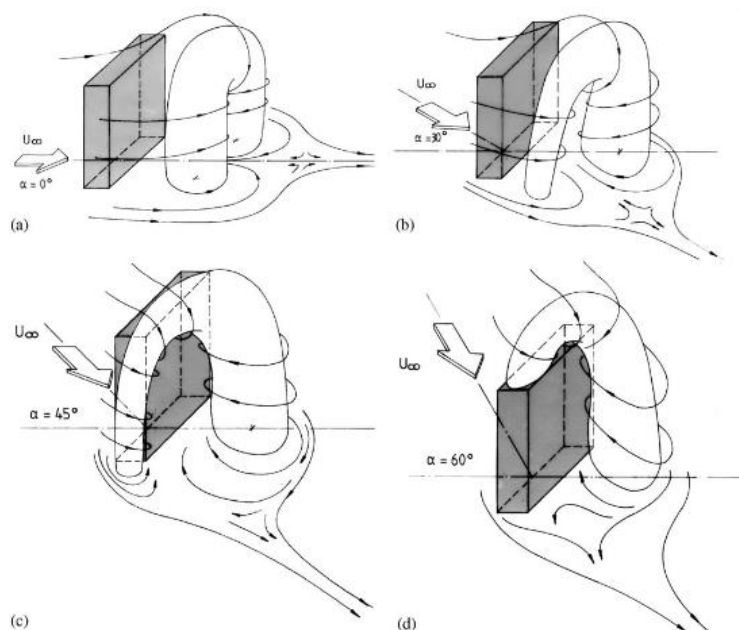
Figura 24 – Esteiras de corpos aerodinâmicos, rombudos e angulosos



Fonte: (BLESSMANN, 2011)

No trabalho de Becker et al. (2002), os autores tiveram como objetivo reunir informações mais detalhadas sobre o movimento de fluidos em torno de um simples obstáculo, variando as condições de fluxo. A investigação experimental contou com um bloco retangular para caracterizar o obstáculo, o que representa um formato genérico de um edifício. O modelo foi ensaiado para os ângulos de ataque de  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $60^\circ$ , conforme ilustrado na Figura 25. No respectivo estudo, foi verificado que a máxima energia de turbulência que ocorreu na esteira foi em uma distância  $x/H = 3$ , dada para um ângulo de incidência do vento paralelo à menor dimensão do edifício atrás do obstáculo, sendo  $x$  a menor dimensão em planta e  $H$  a altura do edifício. Além disso, os resultados mostram que o comportamento da esteira depende principalmente do ângulo de ataque do escoamento, do Número de Reynolds e do perfil de camada limite. No mesmo estudo, os autores utilizaram um perfil de camada limite de uma zona suburbana, com coeficiente  $p = 0,25$ .

Figura 25 – Comportamento do escoamento para diferentes ângulos de ataque



Fonte: (BECKER et al., 2002)

### 4.3 EFEITOS DE VIZINHANÇA

As condições de interação entre construções vizinhas fazem com que os coeficientes aerodinâmicos variem muito. No estudo apresentado por Blessmann e Riera (1980), os autores concluíram que a componente horizontal da força total exercida pelo vento, assim como o momento torçor atuante no modelo instrumentado, foram causados devida à presença de um modelo a barlavento. Destaca-se que os dois modelos tinham dimensões iguais. A força horizontal sofreu um acréscimo de até 40%, enquanto o momento torçor excedeu três vezes o valor obtido se comparado ao modelo isolado.

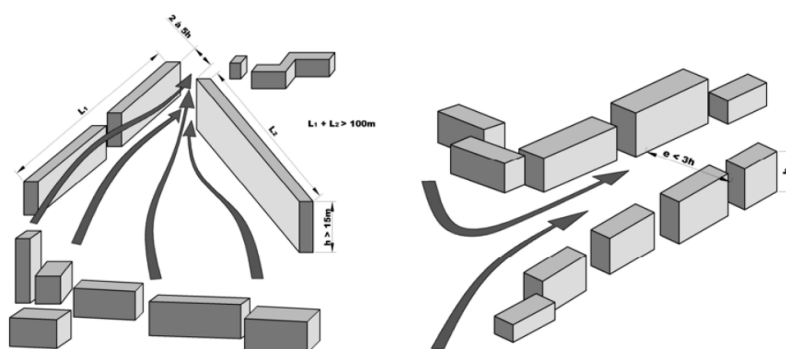
Os coeficientes aerodinâmicos inclusos em normas, manuais e trabalhos científicos são subsídios para o cálculo das forças devidas ao vento em construções isoladas. Contudo, conforme citado no parágrafo anterior, edificações situadas nas proximidades podem causar efeitos consideráveis de interação, o que altera as pressões de sucção, forças e momentos torçores. Para efeitos normativos, torna-se impossível preconizar uma indicação precisa que abranja todas as situações, visto que poderão ser inúmeras as combinações de casos que poderão ocorrer. Diante disso, a presença de edificações vizinhas pode causar o aumento das forças do vento de três maneiras distintas, como: efeito Venturi, deflexão do vento na direção vertical e

turbulência da esteira (CARPEGGIANI, 2004). Além dos citados anteriormente, outros fenômenos de interferência por vizinhança serão abordados neste item, como: fator de vizinhança, fator de martelamento e efeito de proteção.

### 4.3.1 Efeito Venturi

A ocorrência do efeito Venturi é observada comumente em estradas ou em avenidas que proporcionam uma característica de afunilamento no escoamento do vento. O comportamento do escoamento é influenciado especificamente por elementos que interferem no escoamento, o que facilita um caminho para seu percurso, conforme ilustrado na Figura 26. Em trechos em que a seção de escoamento é reduzida, a velocidade do escoamento aumenta, o que altera as distribuições de pressões ali desenvolvidas, conforme descreve o Teorema de Bernoulli.

Figura 26 – Efeito Venturi



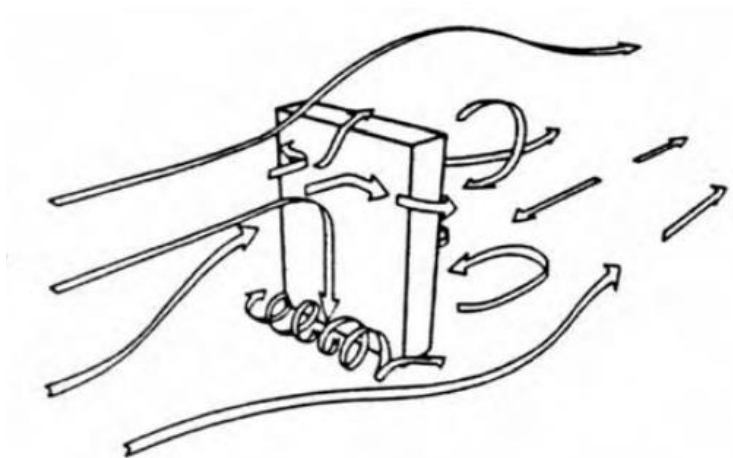
Fonte: (CARPEGGIANI, 2004)

### 4.3.2 Deflexão do Vento na Direção Vertical

De acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), as edificações defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada de barlavento, o que gera velocidades mais altas em regiões próximas do solo, conforme ilustrado na Figura 27.



Figura 27 – Deflexão do vento incidente a barlavento



Fonte: (CARPEGGIANI, 2004)

As edificações mais baixas, especialmente as construídas nessas zonas, poderão ter as cargas do vento aumentadas por esse efeito, com coeficiente de forma médios que atingem valores entre -1,5 e 2,0 (CARPEGGIANI, 2004).

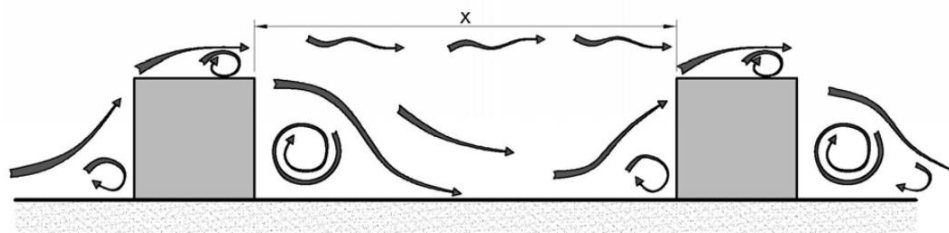
#### 4.3.3 Turbulência na esteira

A ABNT NBR 6123 (1988) ressalta que é muito provável que uma edificação situada a sotavento de outro edifício seja afetada pela turbulência formada na esteira da estrutura de interferência, a barlavento, podendo sofrer efeitos dinâmicos e alterações nas pressões exercidas pelo vento.

Segundo Cook (1990), para edificações dispostas à barlavento uma da outra, pode-se definir três regimes de escoamentos distintos:

- a) **Regime de escoamento de corpo isolado:** no regime de corpo isolado, conforme ilustrado na Figura 28, percebe-se que a maneira como os corpos estão distanciados permite a reformulação do padrão de escoamento do vento dentro da camada limite atmosférica atuante, antes mesmo de o vento incidir o outro corpo a sotavento do elemento de interferência.

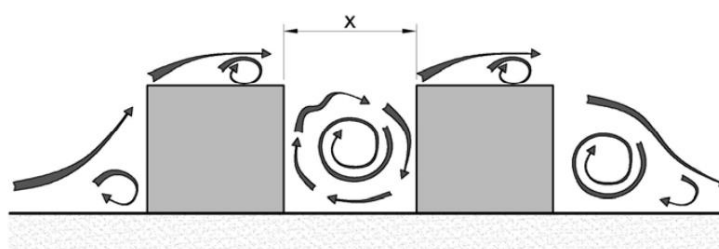
Figura 28 – Regime de escoamento de corpo isolado



Fonte: (CARPEGGIANI, 2004)

- b) **Regime de escoamento deslizante:** no regime de escoamento deslizante, apresentado na Figura 29, nota-se que existe uma elevação da camada limite atmosférica, uma vez que os corpos se encontram muito próximos um do outro. O escoamento sobre a superfície deles poderá saltar ou deslizar, e, devido à proximidade dos corpos, um vórtice estável poderá se formar no espaço entre eles. Além disso, verifica-se que existe um grande efeito de proteção do corpo a barlavento, o que ameniza a magnitude das forças no corpo de sotavento, visto que esse se situa imerso na esteira do primeiro.

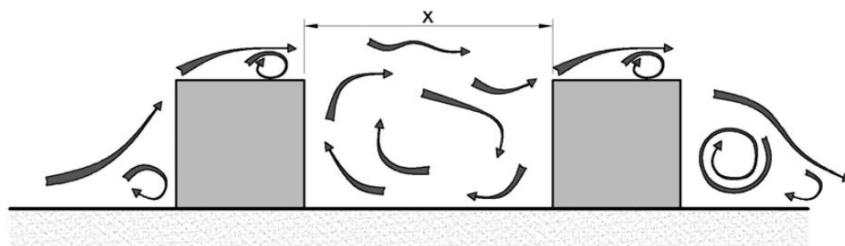
Figura 29 – Regime de escoamento deslizante



Fonte: (CARPEGGIANI, 2004)

- c) **Regime de escoamento de interferência de esteira:** no regime de escoamento de interferência de esteira, conforme ilustrado na Figura 30, a camada limite atmosférica tenta se reconstituir entre os corpos. Porém, essa tentativa não é sucedida devido à maior aproximação entre esses obstáculos. O escoamento é turbulento o suficiente para causar a formação completa da esteira, mas, em contrapartida, não existirá um vórtice estável devido à disposição desses obstáculos.

Figura 30 – Regime de escoamento de interferência de esteira



Fonte: (CARPEGGIANI, 2004)

#### 4.3.4 Fator de vizinhança (FV)

O fator de vizinhança, também denominado fator de interferência, representa a razão de uma determinada grandeza dimensionalmente possível em ensaios de modelos de edificações que estejam em situação de interferência sobre a situação isolada. Na área da Engenharia do Vento, a sua utilização tem como objetivo quantificar a interferência na resposta do vento causada por obstáculos situados ao lado ou nas proximidades da construção em estudo. Logo, o valor do FV é obtido pela relação entre uma medida realizada no modelo ensaiado com vizinhança e a medida realizada no modelo isolado. Como exemplo de aplicação, pode ser mencionada a contribuição de Blessmann (1985), que determinou um fator de martelamento (BF), relacionando a grandeza de aceleração RMS dos modelos ensaiados em túnel de vento, conforme descrito na Equação 4.4.

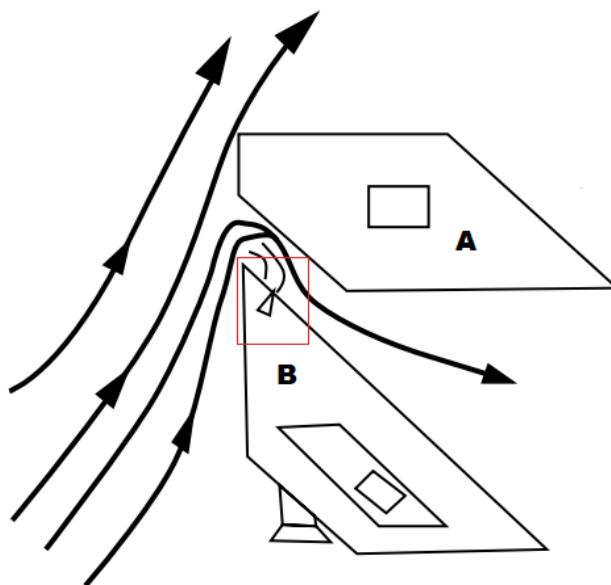
$$BF = \frac{\ddot{u}_{rms,CV}}{\ddot{u}_{rms,ISO}} \quad (4.4)$$

#### 4.3.5 Efeito de proteção

Um edifício situado a barlavento de outro pode gerar um efeito de proteção a esse último. Em alguns casos, tal efeito pode ser favorável por bloquear ou por desviar o fluxo do ar. No entanto, em outros casos, a barreira imposta poderá implicar em resultados indesejados, como sucções ou sobrepensões elevadas. No caso estudado por Surry and Mallais (1983) *apud* Holmes (2015), o edifício A, com altura de 88m, situado à sotavento, causou um acréscimo de pressão

local por cerca de três vezes maior na região destacada em vermelho (Figura 31) do edifício B, que tem uma altura de 64m.

Figura 31 – Influência do edifício B no escoamento do vento



Fonte: Surry e Mallais (1983) *apud* Holmes (2015)

#### 4.4 FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFÍCIOS

Neste subcapítulo, são apresentados os procedimentos para o cálculo da força do vento em edifícios. Com posse da área de influência do vento e da pressão dinâmica de escoamento, é indispensável determinar os coeficientes aerodinâmicos para o cálculo das forças e momentos.

De maneira geral, quando as linhas de correntes encontram uma forma arquitetônica, elas se moldam no entorno de uma determinada edificação, o que cria um campo aerodinâmico por meio da moldagem das respectivas linhas. Nesse caso, tem-se um campo de pressões na superfície da edificação, que interessa ao engenheiro para projetar a estrutura de maneira segura. Vale ressaltar que, uma vez que a forma arquitetônica da edificação é alterada, as pressões modificam, pois o comportamento das linhas de corrente também é alterado.

No campo de pressões, há pressões externas positivas e negativas na superfície de contorno de um corpo. As pressões são causadas, principalmente, pelo impacto do vento sobre esse corpo e por alguns fenômenos do escoamento que ali poderão se desenvolver, tais como: turbulência,

esteira e desprendimento de vórtices. Com a ação do vento em determinadas edificações, pode-se ter regiões de sobrepressão e de sucção, bem como pressão interna e externa (ALBERTI, 2015). Para determinar as forças e as pressões desenvolvidas no entorno das edificações, recorre-se aos coeficientes aerodinâmicos que serão apresentados nos itens subsequentes. Tais coeficientes aerodinâmicos podem ser calculados pela ABNT NBR 6123 (1988) ou por meio de resultados experimentais obtidos em túnel de vento. A partir do ensaio no túnel realizado durante esta pesquisa, foram medidos os coeficientes de pressões que serão apresentados a seguir.

#### 4.4.1 Coeficiente de Pressão Média

O Coeficiente de Pressão Média ( $c_p$ ) pode ser calculado através da Equação 4.5,

$$c_p = \frac{\frac{1}{t_a} \int_0^{t_a} p(t) dt}{q} \quad (4.5)$$

sendo  $p(t)$  a pressão instantânea na superfície de medição medida com base na pressão estática de referência,  $t_a$  o intervalo de tempo de amostragem,  $t$  o tempo e  $q$  a pressão dinâmica de referência medida ao longe.

#### 4.4.2 Coeficiente de Pressão Máxima

Por meio da Equação 4.6, é possível calcular o Coeficiente de Pressão Máxima,

$$\hat{c}_p = \frac{p_{max}}{q} \quad (4.6)$$

sendo  $p_{max}$  o valor máximo da pressão instantânea na superfície de medição, que foi medida com base na pressão estática de referência. Durante o período  $t_a$ ,  $q$  é a pressão dinâmica de referência medida ao longe.

#### 4.4.3 Coeficiente de Pressão Mínima

O Coeficiente de Pressão Mínima é calculado a partir da Equação 4.7,

$$\check{c}_p = \frac{p_{min}}{q} \quad (4.7)$$

sendo  $p_{min}$  o valor máximo da pressão instantânea na superfície de medição, tal qual foi medida com base na pressão estática de referência. Durante o período  $t_a$ ,  $q$  é a pressão dinâmica de referência medida ao longe.

#### 4.4.4 Coeficiente de Pressão RMS

Por sua vez, o Coeficiente de Pressão RMS é obtido através da Equação 4.8,

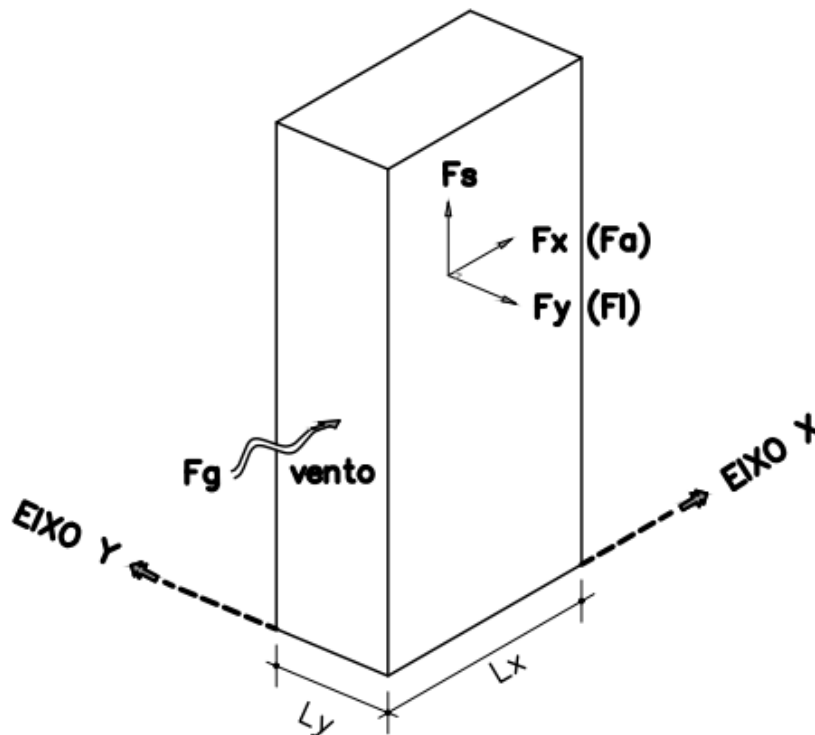
$$\check{c}_p = \frac{\sqrt{\frac{1}{t_a} \int_0^{t_a} (p(t) - \bar{p})^2 dt}}{q} \quad (4.8)$$

sendo  $p(t)$  a pressão instantânea na superfície de medição medida com base na pressão estática de referência e  $\bar{p}$  o valor médio de  $p(t)$  obtido para o período  $t_a$ .

#### 4.4.5 Coeficientes de força

Conforme Blesmann (2011), as forças causadas pela ação do vento sobre uma edificação geram uma força resultante denominada força global ( $F_g$ ), a qual é decomposta em uma componente vertical e duas componentes horizontais. A componente vertical é conhecida como força de sustentação ( $F_s$ ), e as forças horizontais ( $F_x$  e  $F_y$ ) são forças atuantes na direção do vento e perpendicular ao vento. Na Figura 32, pode-se observar que a componente da força horizontal na direção do vento também é denominada força de arrasto ( $F_a$ ), e a componente perpendicular também poderá ser chamada de força lateral ( $F_l$ ).

Figura 32 – Componentes da força global do vento



Fonte: Adaptado de Blesmann (2011)

Neste estudo, maior ênfase será dada às forças horizontais ( $F_x$  e  $F_y$ ), sendo que seus coeficientes de força serão obtidos pela Equação 4.9 e 4.10,

$$C_x = \frac{F_x}{q L_y h} \quad (4.9)$$

$$C_y = \frac{F_y}{q L_x h} \quad (4.10)$$

sendo  $F_x$  a componente da força horizontal do vento na direção X,  $F_y$  a componente da força horizontal na direção Y,  $q$  a pressão dinâmica do vento medida ao longe,  $L_x$  a dimensão do obstáculo em X,  $L_y$  a dimensão do obstáculo em Y e  $h$  a altura da edificação.

Conforme estabelecido por Blesmann (2011), com posse do momento de flexão e da força da ação do vento nas direções X e Y, a excentricidade de aplicação da força poderá ser calculada pela Equação 4.11,

$$e = \frac{M_{x,y}}{F_{x,y}} \quad (4.11)$$

sendo  $e$  a excentricidade de aplicação da força na seção de referência. Logo, os coeficientes de flexão em X e Y poderão ser calculados pela Equação 4.12 e 4.13,

$$C_{Mx} = \frac{F_x e_x}{q L_y h} \quad (4.12)$$

$$C_{My} = \frac{F_y e_y}{q L_x h} \quad (4.13)$$

sendo  $C_{Mx}$  o coeficiente de flexão em X e  $C_{My}$  o coeficiente de flexão em Y.

#### 4.4.6 Coeficiente de torção

O momento de torção surgirá se a força horizontal de ação do vento não coincidir com o eixo vertical de torção da edificação (BLESSMANN, 2011). O coeficiente de torção é obtido pela Equação 4.14,

$$C_t = \frac{M_t}{q A L} \quad (4.14)$$

sendo  $M_t$  o momento de torção em relação ao eixo de torção da edificação,  $A$  a área da superfície de referência,  $q$  a pressão dinâmica ao longe e  $L$  a dimensão linear de referência, utilizada para tornar o coeficiente adimensional.

O momento de torção também pode ser calculado pela Equação 4.15,



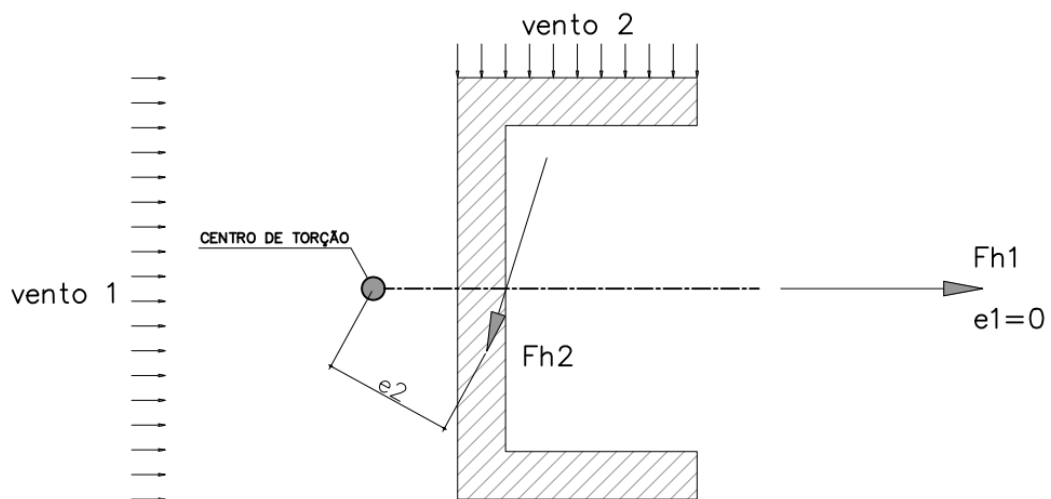
$$M_t = F_h C_{ex} L \quad (4.15)$$

uma vez que  $C_{ex}$  é o coeficiente de excentricidade que pode ser determinado pela Equação 4.16,

$$C_{ex} = \frac{e}{L} \quad (4.16)$$

sendo  $e$  a excentricidade, que significa a distância entre o suporte da força horizontal  $F_h$  ao eixo de torção da edificação. Pela Figura 33, percebe-se um simples exemplo de utilização do coeficiente de excentricidade para o cálculo do momento torcional. Nota-se que a força resultante da distribuição de pressões do vento 2,  $F_{h2}$ , não é simétrica ao eixo de torção da seção analisada. O vetor de força resultante está posicionado em uma distância  $e_2$  relativa ao centro de torção, o que gera um momento de torção na seção do elemento. Já a distribuição de pressões do vento 1 é simétrica ao centro de torção, não causa excentricidade  $e$ , consequentemente, não permite um momento de torção causado pela  $F_{h1}$ .

Figura 33 – Coeficiente de excentricidade para o cálculo do momento de torção



Fonte: Adaptado de Blesmann (2011)

#### 4.4.7 Cálculo da força devida ao vento

Conforme preconizado pela ABNT NBR 6123 (1988), para o cálculo da força global ( $F$ ) devida a ação do vento, emprega-se a Equação 4.17, na qual  $C_f$  é o coeficiente de força em unidade

---

Estudo da influência de juntas de dilatação na resposta de um edifício submetido à ação quasi-estática do vento.

adimensional, que poderá ser na direção X ou Y;  $q$  é a pressão dinâmica, e  $A$  é a área de referência.

$$F = C_f q A \quad (4.17)$$

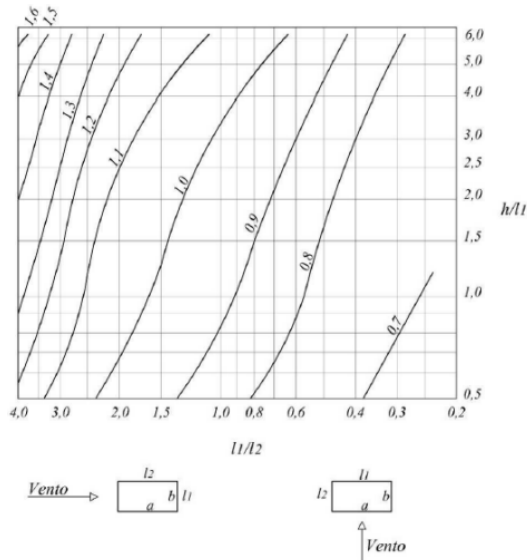
Nessa circunstância, quando a força atuar longitudinalmente ao escoamento do vento, tem-se um esforço denominado “força de arrasto” ( $F_a$ ), que poderá ser calculado a partir da Equação 4.18, sendo  $c_a$  o coeficiente de arrasto em unidade adimensional e  $A_e$  a área frontal efetiva, ou seja, a área que consiste em um plano perpendicular ao escoamento do vento.

$$F_a = c_a q A_e \quad (4.18)$$

De acordo com o que é estabelecido pela ABNT NBR 6123 (1988), o coeficiente de arrasto pode ser aplicado para situações de baixa turbulência ou de alta turbulência. Na primeira situação, tem-se uma edificação submetida ao vento moderadamente suave, um escoamento de ar parecido àqueles que ocorrem em campo aberto e plano. Já na segunda situação, há um escoamento do vento análogo àqueles que ocorrem em centros de grandes cidades. Conforme estabelecido pelo item 6.5 da norma em questão, quando houver alta turbulência, as sucções nas paredes de sotavento de edifícios com seção retangular em planta diminuem. Em contrapartida, isso não acontece com edifícios que possuem relação profundidade/largura de 1/3 ou menos (LOREDO-SOUZA *et al*, 2006).

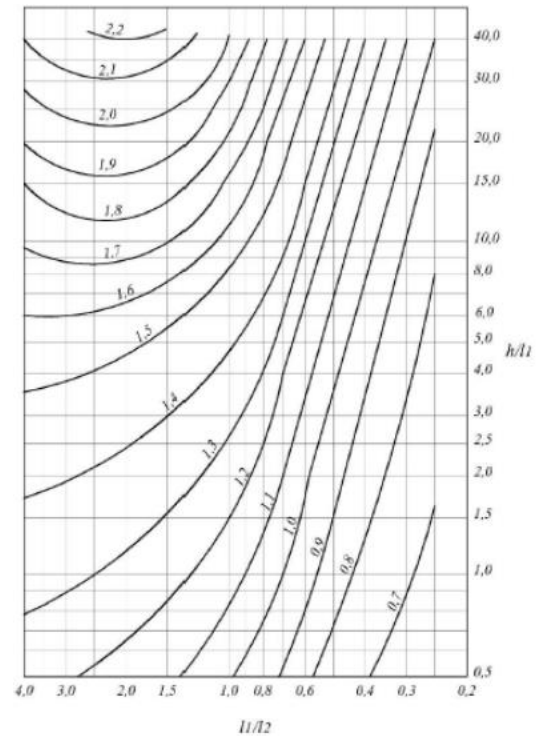
Para calcular o coeficiente de arrasto ( $c_a$ ), poderão ser utilizados os ábacos fornecidos pela ABNT NBR 6123 (1988), uma vez que o corpo seja paralelepípedo, de seção constante ou minimamente variável, e que o vento incida perpendicularmente às fachadas da edificação. O ábaco para vento de baixa turbulência é ilustrado na Figura 34. Já para vento de altura turbulência, deve-se recorrer ao ábaco da Figura 35, que depende da relação  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$ .

Figura 34 –  $C_a$  para edificações paralelepípedicas com vento de baixa turbulência



(LOREDO-SOUZA *et al*, 2006)

Figura 35 –  $C_a$  para edificações paralelepípedicas com vento de alta turbulência



(LOREDO-SOUZA *et al*, 2006)

#### 4.5 RESPOSTA DE UM EDIFÍCIO DEVIDO À AÇÃO DO VENTO

Os edifícios altos frente à ação das flutuações em torno da velocidade média do vento respondem com um deslocamento em planta, tanto no eixo longitudinal quanto transversal. Na hipótese de esses edifícios serem submetidos a cargas excêntricas, uma resposta capaz de gerar esforços de torção poderá existir. De acordo com Oliveira (2009), a resposta na direção vertical não é tão pertinente quanto as citadas anteriormente quando se trata da segurança estrutural dos edifícios.

Neste capítulo, são abordados alguns aspectos fundamentais correlatos à flutuação das cargas, resposta não ressonante ou “quasi-estática” de edifícios, tanto na direção vertical quanto na transversal, bem como algumas considerações da resposta torcional.

### 4.5.1 Resposta Longitudinal

Conforme já abordado no capítulo 5, as colisões entre turbilhões são ocasionadas pela turbulência do vento natural, o que origina as rajadas de vento que ocorrem com sequência aleatória de frequências e intensidades e resulta em forças flutuantes longitudinais na esteira do escoamento. Nesse contexto, Kwok (2013) elucida que as respostas devidas ao vento são aleatórias por natureza, visto que as velocidades desse movimento de massa de ar também são flutuantes.

Blessmann (2005) apresenta o conceito físico de comprimento de onda ( $\lambda$ ), que é dado pela relação entre a velocidade média do vento ( $\bar{V}$ ) e a frequência de incidência de rajadas ( $f$ ). Mais especificamente, o comprimento de onda é uma medida linear que indica as dimensões dos turbilhões causadores das cargas flutuantes na frequência ( $f$ ). Desse modo, a efetividade da geração de um campo de pressões desenvolvido em plenas condições no entorno da edificação dependerá do tamanho do turbilhão, sendo que esse último deverá ser consideravelmente maior do que a estrutura. No que tange à alta frequência ( $f$ ), na qual  $L/\lambda \gg 1$ , tem-se escalas de turbulência pequenas, com turbilhões menores e que atuam localmente na estrutura. Nesse sentido, o resultado das componentes de alta frequência não será significativo para a estrutura, pois, em determinadas áreas, essas componentes tenderão a resultar em uma carga maior e, em outras áreas, resultarão em cargas baixas. Em contrapartida, quando houver baixa frequência ( $f$ ), isso é,  $L/\lambda \ll 1$ , tem-se escalas de turbulência maiores, com turbilhões grandes e existirá uma correlação espacial da turbulência sobre toda a estrutura ou boa parte dela. Logo, nos dois casos supracitados,  $L$  significará uma dimensão característica da estrutura, como, por exemplo, a altura.

### 4.5.2 Resposta Transversal

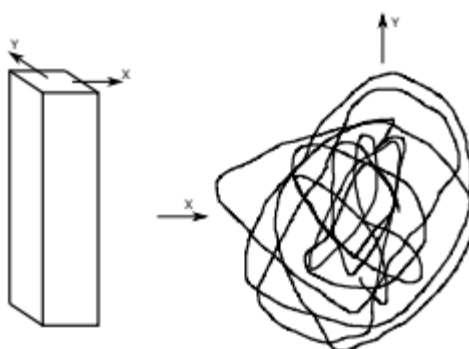
Segundo a *American Society Of Civil Engineers* (1980), a dificuldade em abordar os métodos teóricos para determinar esse tipo de resposta provavelmente deve-se à razão de existirem diversos mecanismos de excitação que são frequentemente expostos. Nesse contexto, a ação do vento em um edifício de elevada altura poderá provocar deslocamentos transversais devido aos componentes da turbulência superpostos com desprendimento de vórtices, por exemplo. Diante disso, ainda não se desenvolveu um método analítico para estimar a resposta transversal de um edifício sob ação do vento, uma vez que diversos métodos já foram quantificados, mas, até

então, não existe um consenso para definir qual é o mais adequado e aquele que apresenta resultados mais realísticos.

Segundo Melbourne (1975, apud AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1980), os mecanismos que resultam em respostas de edifícios na direção transversal ao vento estão atrelados com o arrasto, com a turbulência atmosférica e com o deslocamento transversal na direção do vento. A conclusão do autor é que, em grande parte das situações, a não ser em todos os edifícios com elevadas alturas de seção retangular com atuação de vento forte, o deslocamento transversal à direção do vento se deve ao desprendimento de vórtices. Em casos de edifícios com seções em planta consideravelmente longas na direção do escoamento, a incidência de turbulência atmosférica predominará, ocorrendo uma situação de recolamento dos vórtices.

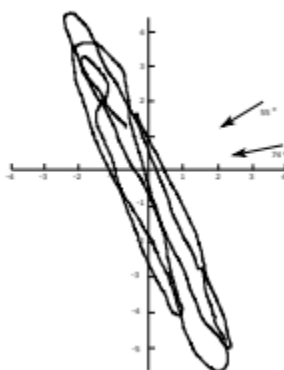
Em Trein (2005), verificou-se que, na hipótese das respostas longitudinais coincidirem em ordem de grandeza com as respostas transversais, o deslocamento no topo do edifício ocorrerá em uma trajetória elíptica, com seus respectivos eixos ortogonais de dimensões similares. Na Figura 36, é ilustrada a trajetória no topo do edifício para respostas longitudinais e transversais equivalentes. Já a Figura 37 apresenta a trajetória no topo, mas para resposta transversal dominante.

Figura 36 – Trajetória para respostas longitudinais e transversais equivalentes



Fonte: Trein (2005)

Figura 37 – Trajetória para resposta transversal dominante



Fonte: Trein (2005)

#### 4.5.3 Resposta Torcional

O efeito da torção aerodinâmica em edifícios altos é um fator de extrema relevância, principalmente devido ao conforto do usuário quanto aos deslocamentos angulares da seção do edifício, como também por motivos de segurança à estabilidade da estrutura. Esse efeito ocorre quando o ponto de aplicação da resultante instantânea das forças aerodinâmicas não coincide com o centro de massa ou com o centro elástico da estrutura. Do ponto de vista de projeto estrutural do edifício, é inevitável eliminar as forças que causem a torção, mas pode-se diminuir os seus efeitos ainda na fase de projeto.

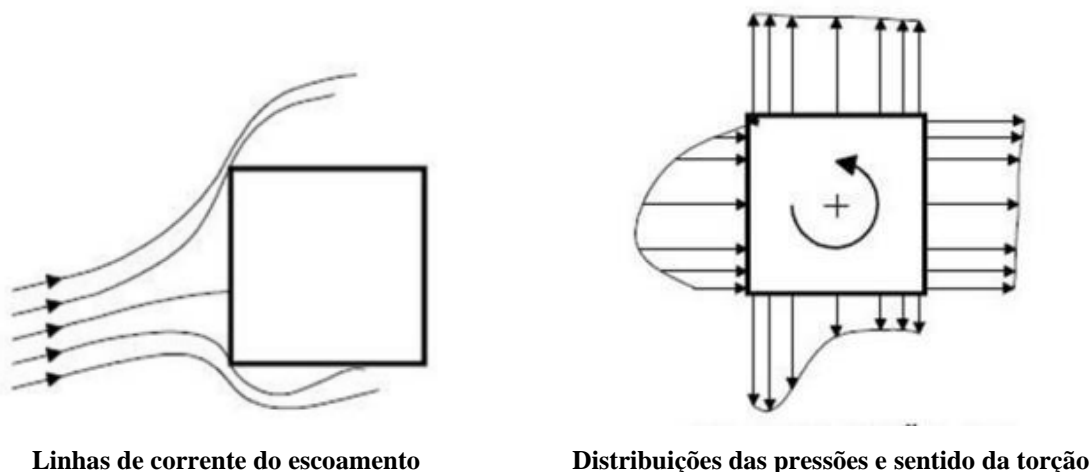
Holmes (2015) esclarece que existem dois mecanismos que produzem movimentos torcionais em edifícios altos: o primeiro se trata da rotação média e excitação torcional devido às distribuições de pressões não uniformes, ou em razão da geometria de seções transversais não simétricas. O segundo diz respeito às excentricidades entre o centro de cisalhamento e o centro geométrico.

Kareem (1981) explica que a maioria das normas e métodos analíticos utilizados para projetar a estrutura de edifícios altos consideram o vento incidindo perpendicularmente às respectivas fachadas de edifícios retangular em planta. Essa consideração negligencia a distribuição lateral das cargas devidas ao vento que provocam esforços de torção, o que poderá comprometer a segurança da estrutura. Nesse contexto, Blessmann (1985) entende que raramente a distribuição lateral não acontece, visto que, embora o vento atue perpendicular a uma das fachadas dos edifícios, em algum instante, a turbulência fará com que as pressões sejam assimétricas.

Carpeggiani (2004) concluiu que os ensaios em túnel de vento com modelos reduzidos comprovaram que os efeitos de torção surgem devido aos efeitos de vizinhança ou pela incidência oblíqua do vento, o que faz com que as pressões do vento sejam distribuídas ao longo das fachadas dos prédios. O mesmo autor revela que é seguro adotar, em edificações com formas aproximadamente paralelepípedicas, o coeficiente de excentricidade recomendado pela ABNT NBR 6123 (1988) e utilizado para calcular o momento torçor devido ao vento. Porém, o autor verificou que, para prédios com formas transversais atípicas às retangulares, as excentricidades dos momentos torçores obtidos experimentalmente em túnel de vento são superiores às indicadas pela respectiva norma.

A torção aerodinâmica por causa da assimetria dos eixos nos quais o vento incide também foi investigada por Boggs, Hosoya e Cochran (2000), que analisaram as distribuições de pressões em um prisma de base quadrada submetido ao escoamento uniforme do vento. A Figura 38 ilustra que a torção no sentido anti-horário é causada pela leve distribuição assimétrica das pressões positivas na parede de barlavento. Somado a isso, observa-se que, na aresta inferior do prisma ilustrado na figura, ocorre o descolamento do escoamento no canto de barlavento, mas, novamente, o escoamento recola-se à superfície do obstáculo. A pressão negativa na região do descolamento, em módulo, é maior que na zona em que ocorre o recolamento do escoamento, o que resulta em uma torção no sentido anti-horário. Já na parede de sotavento, ocorre a separação do escoamento, em que a pressão negativa é quase uniforme. O mesmo ocorre para a parede representada pela aresta superior da figura, na qual o escoamento é totalmente descolado da superfície do sólido.

Figura 38 – Escoamento em um obstáculo simétrico causando torção



Fonte: Boggs, Hosoya e Cochran (2000)

## 5 ANÁLISE EXPERIMENTAL EM TÚNEL DE VENTO DE CAMADA LIMITE

Ensaio em túneis de vento são utilizados em grande escala para determinar as cargas atuantes em determinadas estruturas, seja um edifício, torres de telecomunicação, torres de linhas de transmissão, pontes estaiadas, entre outras. Apesar de suas limitações, o túnel de vento de camada limite, atualmente, ainda é a melhor ferramenta para determinar os efeitos da ação do vento em edificações. Diversos avanços já foram realizados no âmbito da Engenharia do Vento Computacional, da Simulação Dinâmica de Fluidos e de modelos matemáticos que simulam o escoamento do ar.

Para Phillips e Soligo (2019), existe uma campanha para substituir o uso do túnel de vento por métodos computacionais, com a justificativa de que alguns métodos, como a análise fluidodinâmica computacional ou *Computational Fluid Dynamics* (CFD), são ágeis, mais econômicos em termos financeiros e fornecem mais informações a nível de projeto. Em contrapartida, os autores alertam que, até hoje, existe pouca informação disponível sobre as limitações do CFD para escoamentos em torno de edifícios e zonas densamente urbanizadas. Além disso, os autores também alertam que ainda não há uma conscientização sobre os riscos de utilizar CFD para diversos estudos que tradicionalmente foram conduzidos através do túnel de vento. Os mesmos autores concluem que tanto o túnel de vento como a análise fluidodinâmica computacional sempre terão funções importantes no âmbito de projetos de edifícios e infraestrutura, mas será necessário interpretar os pontos fortes e as limitações de cada recurso.

### 5.1 TÚNEL DE VENTO PROFESSOR JOAQUIM BLESSMANN

O Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann, situado no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, conforme ilustrado na Figura 39, é do tipo retorno fechado e permite estudar satisfatoriamente os efeitos estáticos e dinâmicos sobre construções civis. Desde o início de sua operação, que foi em 1977, estudos na área de ação do vento em transeuntes, dispersão de gases e poluentes e ventilações internas já foram desenvolvidos por meio desse recurso. Outras pesquisas envolvendo estruturas como edifícios, torres de telecomunicações, linhas de transmissão, pontes, arenas esportivas e análises de ação do vento em pedestres também já foram desenvolvidas no LAC (NÚÑEZ; LOREDO-

---

Estudo da influência de juntas de dilatação na resposta de um edifício submetido à ação quasi-estática do vento.



SOUZA; ROCHA, 2012). Sua relação comprimento/altura da câmara de ensaios é de 10,3, o que caracteriza um túnel de vento de camada limite.

Figura 39 – Túnel de vento *Professor Joaquim Blessmann*



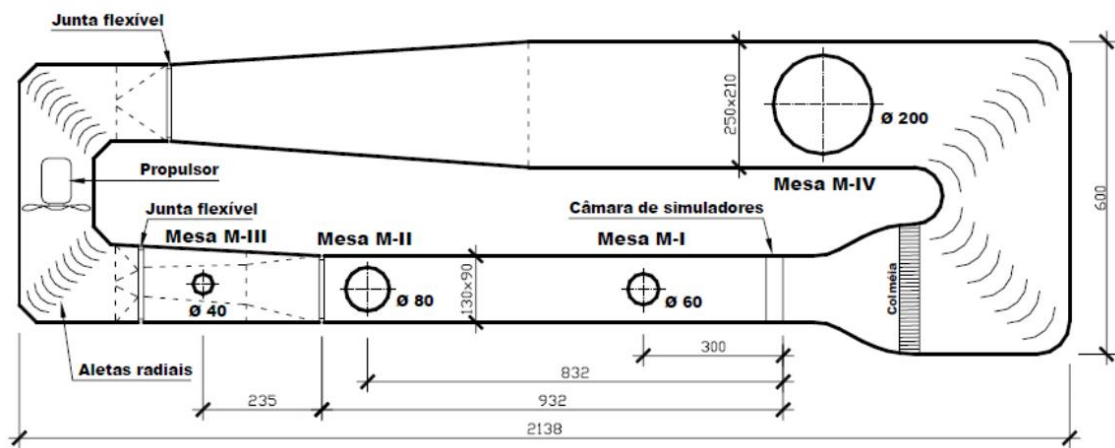
Fonte: Núñez, Loredou-Souza, Rocha (2012)

No que diz respeito ao circuito aerodinâmico do túnel de vento TV-2 da UFRGS, na versão atual, o motor está localizado na parte externa do túnel, a fim de evitar que o ar da parte interna aqueça, evitando imprecisões nos resultados. Atualmente, o túnel é concebido por quatro mesas (ver Figura 40) que possibilitam a simulação aerodinâmica de modelos reduzidos em escala. As mesas são:

- a) **Mesa M-I:** apresenta camada limite de pequena espessura e fluxo de ar de pequena turbulência. Os ensaios aeronáuticos são realizados no piso do túnel, e é utilizada em modelos com formatos simples, em modelos tri ou bidimensionais. Em ensaios para construção civil, são instalados geradores de turbulência na câmara de simuladores. A mesa possui diâmetro de 0,60 m;
- b) **Mesa M-II:** ensaios do tipo aeronáutico são realizados no eixo do túnel. Nos ensaios para a construção civil, são utilizados jatos transversais ou com obstáculos fixados no piso que desempenham a função de gerar turbulência na câmara de simuladores. A mesa possui diâmetro de 0,80 m e foi utilizada para a análise experimental do presente trabalho, visto que é indicada para análises de modelos rígidos, i.e., sob o ponto de vista estático;

- c) **Mesa M-III:** mesa específica para ensaios dinâmicos em estruturas com alteamento robusto, como, por exemplo, chaminés e pilares de viadutos. Possui elevada rigidez, com frequências naturais superiores a 500 Hz na respectiva extensão dos três eixos ortogonais. Seu diâmetro é de 0,40 m;
- d) **Mesa M-IV:** usualmente empregada para ensaios de dissipação de fumaça, gases industriais, influência da topografia nos ventos, efeitos de interação, modelos de pontes etc. Possui diâmetro de 2,00 m.

Figura 40 – Circuito aerodinâmico do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann



Fonte: LOREDO-SOUZA, ROCHA, WITTEWER, OLIVEIRA (2020)

Os túneis de vento fechados utilizados para fins de simulação de modelos estruturais comuns à construção civil possuem como principal vantagem a necessidade de menos energia para manter o ar em movimento. Também propiciam um ambiente interno mais limpo, o que é favorável para o funcionamento dos transdutores de pressão e dos sensores de fio quente.

De acordo com Blessmann (2011), túneis com relação comprimento/altura a partir de oito possuem como finalidade simular fielmente as características do vento natural aplicadas à construção civil. Para modelos em escala de edificações, usualmente, são empregadas as mesas M-I e M-II do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann, as quais apresentam as seguintes propriedades:

- a) Relação comprimento/altura = 10,3;
- b) Potência do motor elétrico para acionamento das hélices = 75 kW;

- c) Velocidade máxima de escoamento livre, vento uniforme e suave =  $44 \text{ m/s}$ ;
- d) Número de Reynolds =  $2,6 \times 10^6$ ;
- e) Dimensões médias do canal =  $1,30 \times 0,90 \times 9,32 \text{ m}$  (largura x altura x comprimento).

## 5.2 SIMULAÇÃO DO VENTO NATURAL

Para aplicações no âmbito da engenharia estrutural, como edifícios, chaminés de plantas industriais e grandes pontes estaiadas, busca-se simular da maneira mais fiel possível as principais características do vento natural, através de túneis de vento. Embora seja em escala reduzida, tem-se como propósito reproduzir os carregamentos devidos à ação do vento, atendendo a requisitos de similaridade no que tange ao modelo do edifício, das condições de vizinhança e de escoamento. Nesse último, está atrelada a simulação do perfil vertical de velocidade média do vento no interior da camada limite atmosférica, além das características de turbulência que dependerão de obstáculos posicionados no piso do túnel. Para essa finalidade, são utilizados os métodos passivos, ativos ou uma combinação de ambos.

Blessmann (2011) apresenta três mecanismos de simulação das características do vento natural em túnel de vento. O primeiro é considerado um método passivo e desempenha um papel de cobrir grande parte do piso do túnel com um material rugoso adequado, disposto no comprimento do canal de ensaios dos modelos. Esse material pode ser em blocos paralelepípedos ou em semiesferas, que proverão a principal fonte de turbulência na atmosfera para baixa altitude. O segundo mecanismo também é considerado um método passivo e é simulado por obstáculos, normalmente posicionados no início da câmara de ensaios, à barlavento do modelo. Esses obstáculos poderão ser do tipo telas curvas ou telas planas de malha variável; grelhas de barras horizontais de seção retangular ou circular; grelhas de malha quadrada ou retangular; grelha única de malha variável ou diversas grelhas superpostas; tela uniforme; barras finas metálicas de seção circular; triângulos de diversas dimensões e proporções, cheios ou vazados, conforme ilustrado na Figura 41. Já o terceiro mecanismo, considerado um método ativo, consiste em adicionar quantidade de movimento na corrente longitudinal do ar através de jatos transversais, o que aumenta a velocidade desse escoamento. O principal desafio desse último está na dificuldade de controlar a turbulência.

Figura 41 – Triângulos perfurados posicionados no início da câmara de ensaios



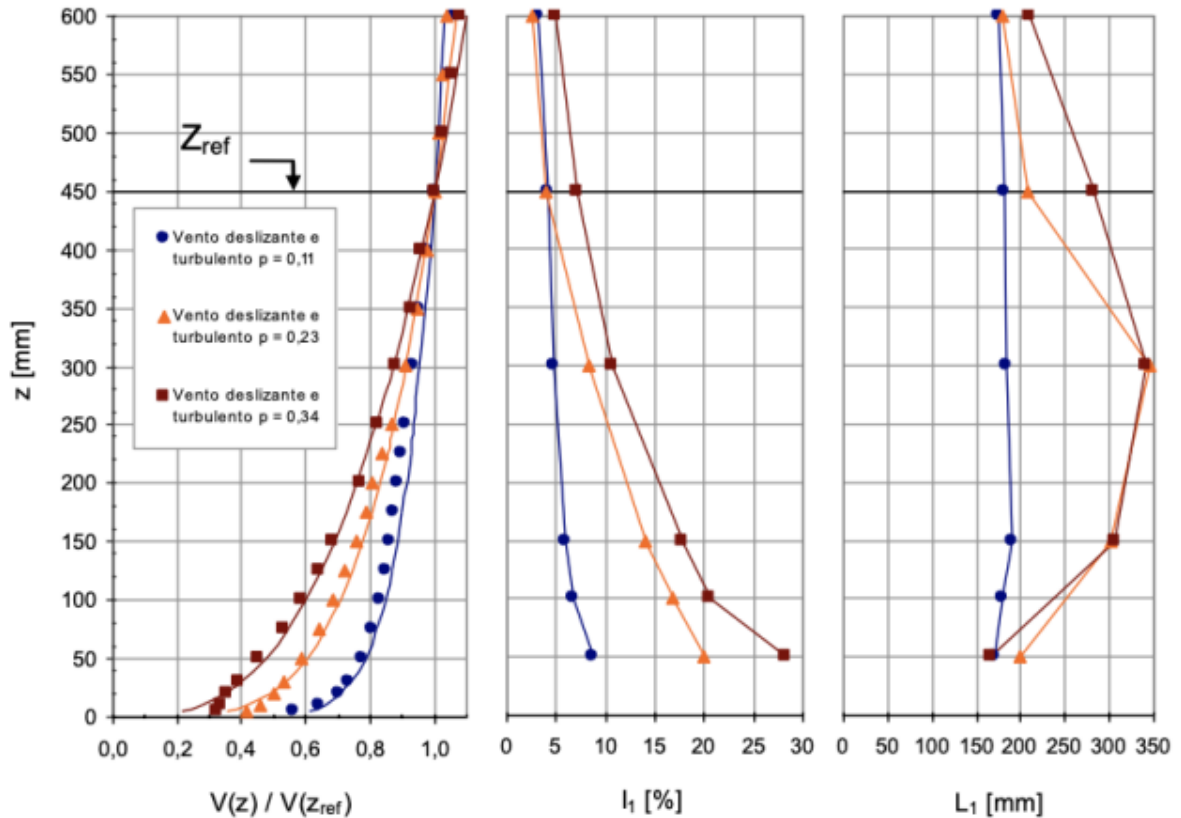
Fonte: LAC/UFRGS (2021)

De acordo com Loredou-Souza et al. (2004), as simulações realizadas no túnel de vento em questão ocorrem, usualmente, somente na parte mais baixa da camada limite atmosférica. Grande parte das simulações utilizam elementos de rugosidade, agulhas e placas perfuradas para simular as características do vento natural. Em determinados casos, um grupo de jatos transversais é utilizado concomitantemente com um ou mais dos dispositivos passivos.

Na mesa giratória M-II do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann, os modelos podem ser submetidos a ventos do tipo turbulento e deslizante, com perfis de velocidade média que possuem expoentes característicos de valor  $p = 0,11$ ,  $p = 0,23$  e  $p = 0,34$ , descritos por meio de leis potenciais já apresentadas no capítulo 5. O valor de  $p$  igual a 0,23, utilizado no desenvolvimento desta pesquisa, compete aos terrenos de rugosidade entre as categorias III e IV da ABNT NBR 6123 (1988), e foi adotado para simular um escoamento com turbulência mediana. Entretanto, a Figura 42 apresenta os perfis de velocidades médias adimensionalizadas pela velocidade média na altura de 450 milímetros, pois essa altura se trata do eixo vertical do túnel. Na mesma figura, também é apresentada a componente longitudinal da intensidade de turbulência ( $I_1$ ) e da escala de turbulência ( $L_1$ ), todas analisadas na mesa M-II supracitada.

Nota-se que o perfil de velocidade alusivo à lei potencial, de expoente característico objeto deste estudo, está ilustrado na cor laranja.

Figura 42 - Perfis de velocidade média, intensidade e escala da componente longitudinal da turbulência, para expoentes característicos da lei potencial 0,11, 0,23 e 0,34



Fonte: (NÚÑEZ; LOREDO-SOUZA; ROCHA, 2012)

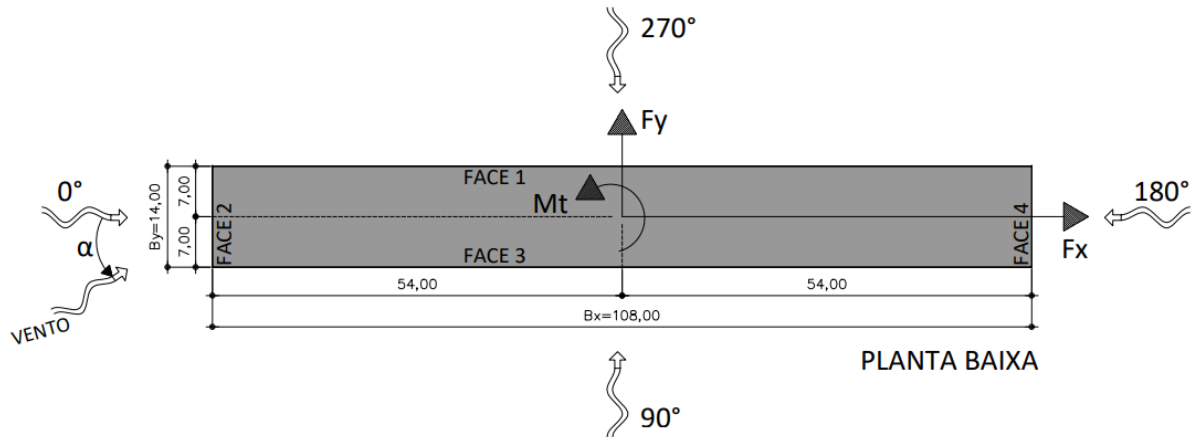
### 5.3 MODELO AERODINÂMICO ESTUDADO

De acordo com o exposto no primeiro capítulo, um edifício com duas juntas de dilatação que divide a estrutura em três partes foi adotado para o desenvolvimento da presente pesquisa. O modelo em escala reduzida que foi ensaiado no túnel de vento, foi construído sem a presença dessas juntas, uma vez que almejou-se adquirir as forças e os momentos fletores, oriundos do campo de pressões formado pelo campo aerodinâmico devido às linhas de corrente do escoamento à forma arquitetônica da edificação.

O edifício estudado nesta pesquisa é prismático, de seção transversal em formato retangular, com dimensões de 14,00 m x 108,00 m x 51,00 m, conforme apresentado na Figura 43 e na

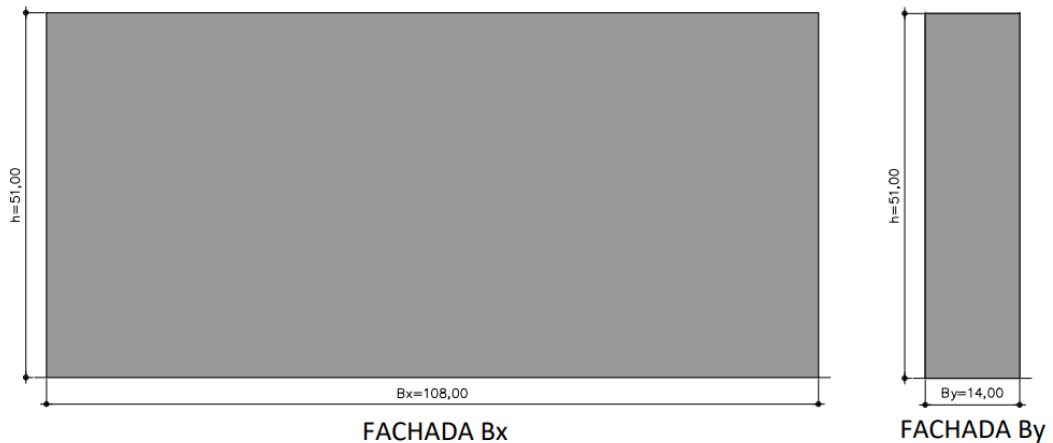
Figura 44, que ilustram a seção transversal, eixos referenciais para aplicação das forças perpendiculares às fachadas, em numeração das faces e as dimensões de referência na unidade do sistema internacional.

Figura 43 – Seção transversal do edifício (dimensões em metros)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 44 – Fachadas do edifício (dimensões em metros)

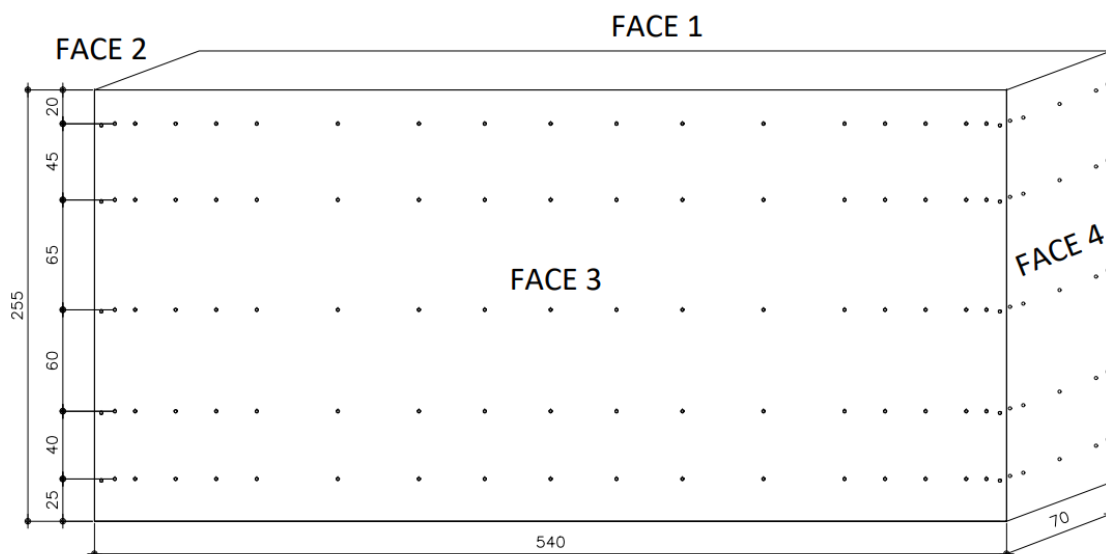


Fonte: Elaborado pelo autor.

O modelo aerodinâmico rígido foi elaborado na escala 1:200, por meio de peças em chapas de acrílico de 2,0 milímetros de espessura, coladas com adesivo instantâneo multiuso. Foram confeccionadas peças para a cobertura, faces laterais, cambota de base e cambotas centrais, sendo que os dois tipos de cambotas tiveram o papel de enrijecer e de interligar as outras peças. A base retangular do modelo possui dimensões de 540 x 70 milímetros e a altura é de 255 milímetros. No mesmo modelo, foram instrumentadas 240 tomadas de pressão, dispostas em 5

linhas horizontais e cada uma formada por 48 unidades, conforme apresentado na Figura 45. Para conceber as tomadas de pressão, as chapas de acrílico foram perfuradas com orifícios de 1,8 milímetros de diâmetro. O número de registros adquiridos nas tomadas de pressões é de 8192, visto que a taxa de aquisição do aparelho *Scanivalve* ocorre em uma frequência de 512 Hz em um período de 16 segundos.

Figura 45 – Perspectiva do modelo. Dimensões em milímetros.



Fonte: Elaborado pelo autor.

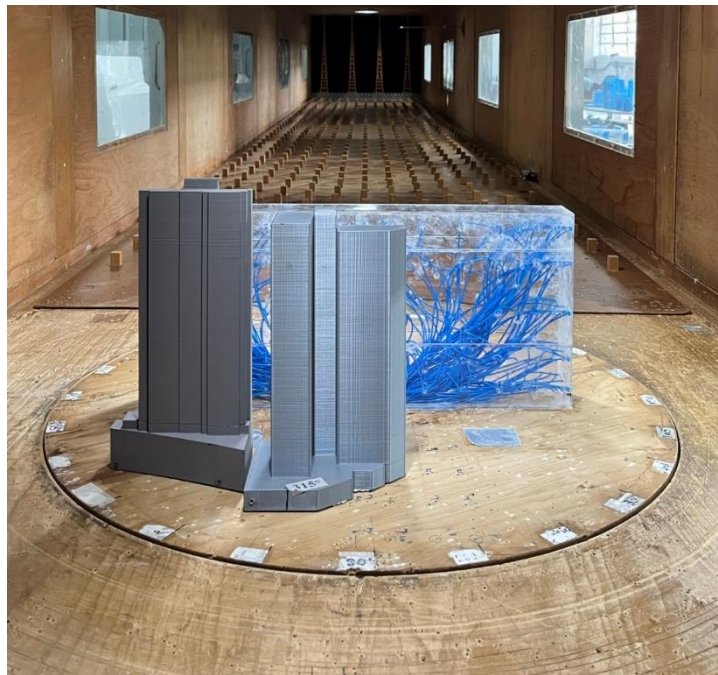
Para realizar os ensaios, foi utilizada a mesa M-II do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann, a qual possui a marcação dos 24 ângulos de incidência do vento, variando a cada 15°. O modelo foi posicionado no centro da respectiva mesa giratória, considerando a edificação isolada e com presença de vizinhança, conforme ilustrado na Figura 46 e na Figura 47. As edificações vizinhas foram previstas por meio de dois modelos mudos que apresentam seção não regular em planta e que possuem altura de 52 e 64 metros, aproximadamente. Em escala real, os edifícios vizinhos encontram-se em torno de 28 metros afastados do edifício instrumentado.

Figura 46 – Modelo isolado



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 47 – Modelo com vizinhança



Fonte: Elaborado pelo autor.

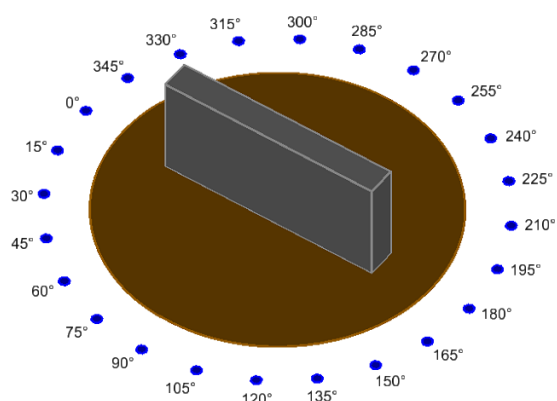


## 5.4 CONFIGURAÇÕES ANALISADAS

Com o intuito de avaliar a influência da vizinhança na resposta do edifício diante da ação estática do vento, os cenários analisados neste trabalho foram divididos em Configuração A e Configuração B. Ainda há uma outra subdivisão, já que, nas duas configurações, são avaliados casos com e sem vizinhança, sendo que a configuração sem vizinhança é denominada neste trabalho como A.I e/ou B.I, e a configuração com vizinhança é identificada como A.II e/ou B.II.

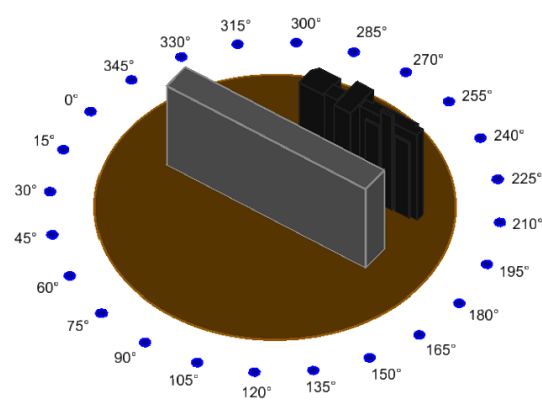
Na Configuração A, o edifício é analisado praticamente como uma estrutura monolítica, na qual, apesar de existirem as juntas de dilatação, as partes ou as estruturas independentes estão ligadas por barras de transferência de esforços em cada pavimento. Uma vez que essas barras são dimensionadas para transferir totalmente os esforços entre as estruturas, os coeficientes aerodinâmicos são obtidos considerando as dimensões conjuntas das três estruturas (EST3, EST2 e EST1), ou seja, o edifício como um todo. Nesse sentido, a Figura 48 e a Figura 49 apresentam, respectivamente, a Configuração A.I e Configuração A.II, em que o modelo é submetido a 24 ângulos de incidência do vento, conforme ilustrado nas figuras supracitadas.

Figura 48 – Configuração A.I



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 49 – Configuração A.II

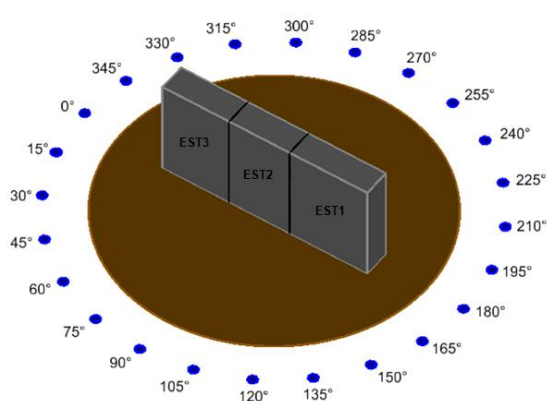


Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Configuração B, são analisadas as estruturas independentes (EST3, EST2 e EST1) do edifício, que apenas no modelo numérico são separadas pelas juntas de dilatação. Os coeficientes aerodinâmicos são obtidos considerando a ação estática do vento em cada estrutura separada pela junta. Ressalta-se que, para esta configuração, a EST2 não terá valor de coeficiente de força na direção X, visto que, nessa direção, a estrutura está protegida pela EST

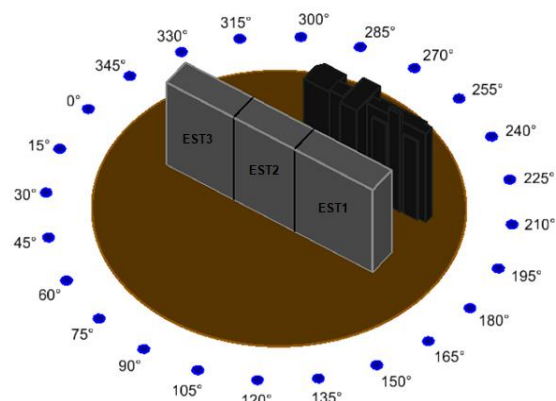
3 e pela EST 1. Nesse sentido, a Figura 50 e a Figura 51 apresentam, respectivamente, a Configuração B.I e a Configuração B.II, sendo que, nessas duas últimas configurações, são analisadas as estruturas EST3, EST2 e EST 1. Da mesma forma que para a Configuração A, o modelo é submetido a 24 ângulos de incidência do vento, conforme ilustrado nas figuras citadas neste parágrafo.

Figura 50 – Configuração B.I



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 51 – Configuração B.II



Fonte: Elaborado pelo autor.

## 5.5 MÉTODO DE MEDIDA DE PRESSÕES

Durante os ensaios, foram registrados os valores de pressões estáticas ( $\Delta p_a$ ), temperatura ( $^{\circ}C$ ), pressão atmosférica ( $P_a$ ) e o horário do ensaio para o respectivo ângulo de incidência do vento, que iniciou em  $0^{\circ}$  e terminou em  $345^{\circ}$ , variando a cada  $15^{\circ}$ . O coeficiente de calibração  $k_0$  foi calculado por meio de uma tabela “SML\_PFL\_VENTOS SIMULADOS\_02”, disponibilizada pelo LAC, utilizando o perfil de velocidade média do vento da Equação 5.2 e considerando que os modelos estavam alinhados ao eixo central da seção transversal do túnel, i.e.,  $x_2 = 0$ . Ressalta-se que o valor de  $k_0$  foi ajustado com relação ao topo do modelo, ou seja, na cota de 510 milímetros, que coincide com o eixo vertical  $x_3$  do túnel de vento.

No decorrer dos ensaios, foi registrada a velocidade média do vento no túnel por meio do monitoramento do diferencial de pressão estática ( $\Delta P_a$ ), obtido a partir da leitura realizada nos dois anéis piezométricos posicionados no começo da câmara de ensaios, mais precisamente no extremo do convergente. Essa leitura foi realizada com o auxílio de um manômetro eletrônico

que forneceu as leituras em  $mmH_2O$ . Com posse do diferencial de pressão estática, finalmente, foi possível calcular a pressão dinâmica de referência  $q$ , dada pela Equação 5.1,

$$q = k_0 \cdot \Delta Pa \quad (5.1)$$

sendo  $k_0$  o coeficiente de calibração do túnel (adimensional), o qual relaciona a pressão dinâmica no local de interesse, com o diferencial de pressões entre os anéis piezométricos supracitados.

Após determinar o valor da pressão dinâmica de referência  $q$ , foi possível calcular a velocidade média no topo do modelo, conforme descrito pela Equação 5.2,

$$\overline{V}_H = \sqrt{\frac{2q}{\rho_{ar}}} \quad (5.2)$$

sendo  $q$  a pressão dinâmica de referência no topo do modelo ( $mmH_2O$ ) e  $\rho_{ar}$  a massa específica do ar ( $kg/m^3$ ). Essa última pode ser calculada pela Equação 5.3,

$$\rho_{ar} = \frac{P_{atm}}{R(t + 273,15)} \quad (5.3)$$

sendo  $P_{atm}$  a pressão atmosférica medida no instante do ensaio ( $Pa$ ),  $R$  a constante de um gás ideal, com valor estimado de  $287,05 \left(\frac{J}{kg} \cdot K\right)$  para o ar seco e  $t$  é a temperatura medida no instante do ensaio.

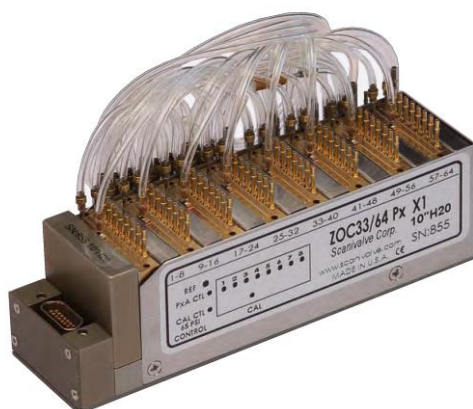
## 5.6 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Após finalizar a montagem dos modelos e conferir as tomadas de pressão, iniciaram os ensaios na mesa M-II do túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann. Através de tubos pneumáticos de silicone de 1,4 milímetros de diâmetro, as tomadas de pressão foram conectadas aos transdutores de pressão a fim de obter aquisição simultânea de pressões flutuantes para um dado ângulo de ataque do vento.

As medições de pressões locais adquiridas foram convertidas em sinais elétricos analógicos, e a leitura desses sinais foi realizada por um sistema computacional de aquisição de dados denominado RAD-4000, da empresa Scanivalve. Após a leitura dos sinais, os dados foram armazenados e processados.

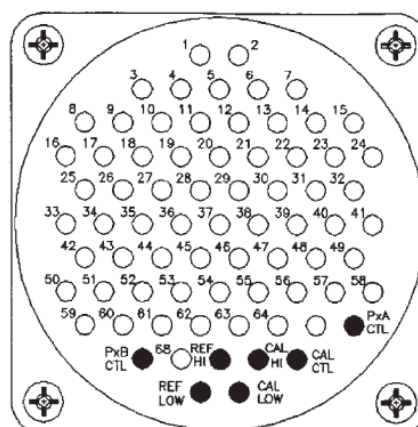
Conforme supracitado, o LAC conta com um sistema de aquisição de dados formado por seis módulos do equipamento ZOC33 (ver Figura 52), que são conectados a um computador. Cada módulo possui 64 canais de transdutores de pressão interligados ao modelo através do conector pneumático e elétrico, ilustrado na Figura 53. Ressalta-se que esse sistema é capaz de captar amostras por cerca de 16,78 segundos em uma taxa de aquisição de aproximadamente 488,28 Hz, o que totaliza, aproximadamente, 8192 leituras de pressão instantânea por tomada.

Figura 52 – Transdutor de Pressões ZOC33



Fonte: (SCANIVALVE, 2016)

Figura 53 – Conector do transdutor



Fonte: (SCANIVALVE, 2016)

## 5.7 PROCESSAMENTO DOS DADOS

A etapa de processamento dos dados foi iniciada após a realização do ensaio com vizinhança e do outro sem vizinhança, com o intuito de obter os coeficientes de pressão nas fachadas do modelo. Foi utilizado um *script* adaptado do trabalho de Amaral (2021), desenvolvido na linguagem de programação *Python*. No código de programação, foram utilizadas as bibliotecas *Numpy* e *Pandas*, visto que foi necessário importar tabelas com formato *.csv* e realizar operações matemáticas entre elas. Ressalta-se que essas bibliotecas são *open-source* e que oferecem uma estrutura de dados para manipular dados numéricos.

Os dados adquiridos pelo equipamento Scanivalve forneceram os valores de pressões instantâneas que foram medidas e armazenadas durante os ensaios do modelo isolado e com vizinhança. Com posse desses valores, foram obtidos os valores máximos, mínimos e r.m.s (*root mean square*) para cada ensaio e ângulo de incidência do vento. Com o cálculo da pressão dinâmica de referência no topo do modelo obtida por meio da Equação 5.1, foram calculados os coeficientes de pressão médios.

Os coeficientes de pressão médios de cada tomada de pressão serviram como subsídio para determinar os coeficientes aerodinâmicos para o cálculo de  $F_x$ ,  $F_y$  e  $M_t$ . Para cada área de influência de tomada de pressão, os coeficientes de pressão locais foram integrados de modo a obter uma média dos coeficientes para cada tomada instrumentada.

As características e os dados fundamentais para a realização dos ensaios e dos cálculos foram definidos para a Configuração A e para a Configuração B. Na Tabela 1, é possível verificar o expoente  $p$  da lei potencial do perfil de velocidade média do vento, que foi definido no ensaio para caracterizar o tipo de escoamento do vento. Na mesma tabela, observa-se a classe e a categoria, de acordo com os itens 5.3.1 e 5.3.2 da ABNT NBR 6123 (1988), a velocidade básica do vento ( $V_0$ ), o fator de calibração do túnel de vento ( $k_0$ ) e a pressão dinâmica de projeto ( $q_k$ ). Além disso, são apresentados o valor do fator  $S_2$  e a velocidade característica do vento  $V_k$ .

Tabela 1 - Características e dados necessários para a Configuração A e B

	<b>Configuração A</b>	<b>Configuração B</b>
$p$	0,23	0,23
<b>Classe</b>	C	B
<b>Categoria</b>	IV	IV
$k_0$	0,91	0,91
$V_0$ (m/s)	45	45
$S_2$	0,993	1,02
$V_k$ (m/s)	44,68	45,9
$q_k$ (Pa)	1224	1291

Fonte: Elaborada pelo autor.

## 6 MODELAGEM NUMÉRICA

Os modelos apresentados no capítulo anterior também foram analisados com o auxílio do *software* CAD/TQS, versão nº 23, que é comercializado pela empresa TQS Informática. A modelagem da estrutura estudada neste trabalho foi realizada a partir de um projeto arquitetônico hipotético estudado pelo autor. Nos subcapítulos subsequentes, serão abordados alguns aspectos de interesse deste estudo, mais especificamente sobre o sistema CAD/TQS, uma apresentação dos modelos estudados, considerações adotadas na modelagem, assim como as características dos materiais empregados, carregamentos, combinações de ações e os limites de deslocamentos para o uso da estrutura.

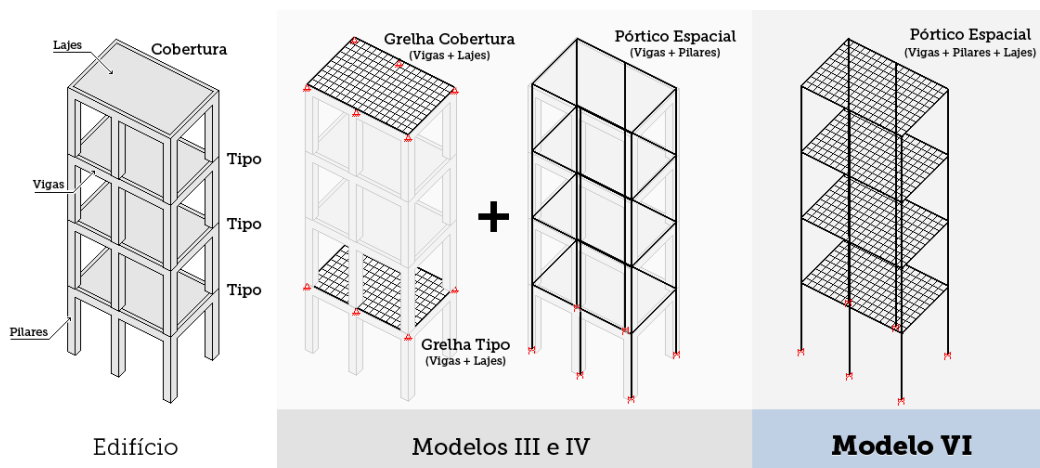
### 6.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM NO SISTEMA TQS

Além de permitir o pleno atendimento aos requisitos das normas técnicas ABNT, o *software* CAD/TQS é formado por um grupo de sistemas que, de maneira automática e integrada, oferecem ao engenheiro os recursos para conceber a estrutura, analisar esforços, dimensionar e detalhar elementos de concreto, gerar desenhos e editá-los, bem como emitir documentos. Atualmente, o *software* dispõe de alguns recursos que permitem ao usuário calcular os modos de vibração global da estrutura, considerar os efeitos construtivos da edificação, considerar os efeitos da temperatura e retração e adotar considerações na modelagem que conduzirão a respostas mais compatíveis com a realidade da estrutura.

O desenvolvedor do sistema CAD/TQS recomenda o uso de dois modelos numéricos para análise dos pórticos espaciais: modelo IV e modelo VI. No primeiro, o pórtico espacial é composto apenas por pilares e vigas, e as lajes dos pavimentos são modeladas separadamente e discretizadas em grelhas que representam modelos de elementos de barras dispostos em um mesmo plano horizontal. Isso possibilita a avaliação de um pavimento frente à atuação de ações verticais gravitacionais. A integração que existe entre a grelha do pavimento e o pórtico espacial permite que as reações das barras desta grelha sejam transferidas como cargas para as vigas do pórtico espacial, uma vez que o modelo estrutural do pavimento seja processado como “grelha de vigas e lajes”. De maneira geral, o pórtico espacial é processado apenas por elementos de barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, incorporando o efeito de diafragma rígido das lajes. Em suma, os efeitos devidos às ações verticais e horizontais nas vigas e nos pilares

serão calculados apenas com o pórtico espacial (TQS INFORMÁTICA, 2013). A Figura 54 ilustra as diferenças entre cada modelo de processamento do pórtico espacial.

Figura 54 – Diferenças entre os modelos de pórtico espacial



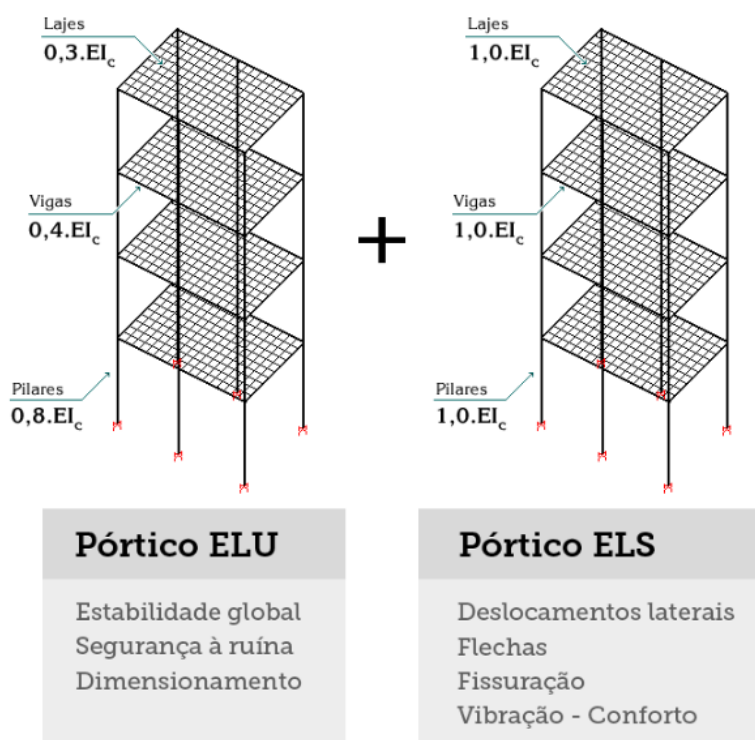
Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2013)

No modelo VI, os esforços devidos ao vento são resistidos pelo pórtico espacial que, dessa vez, é composto por pilares, por vigas e por lajes, dado que a rigidez da laje é incorporada no respectivo pórtico. Logo que a laje é discretizada no pórtico, o conjunto de pilares, vigas e lajes se deformará de forma compatível, diferentemente do modelo IV, que não contemplava a influência das lajes no pórtico espacial. Além disso, por meio dos critérios gerais do Pórtico-TQS, poderá ser controlada a flexibilização das ligações viga-pilar, a separação dos modelos específicos para avaliar ELU e ELS, bem como definir os coeficientes de não linearidade física (TQS INFORMÁTICA, 2013). Ademais, são resumidas algumas das principais características e vantagens do modelo VI:

- a) O modelo estrutural é mais consistente, pois há total compatibilidade de deformações e equilíbrio de esforços entre todos os elementos componentes da estrutura;
- b) O modelo possui 6 graus de liberdade por nó, ou seja, são obtidas as translações ( $D_x, D_y, D_z$ ), rotações ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ ), força normal ( $F_x$ ), forças cortantes ( $F_y, F_z$ ), momento torsor ( $M_x$ ) e momentos fletores ( $M_y, M_z$ ), nos pilares, vigas e lajes;
- c) Nos efeitos oriundos da protensão, da temperatura e da retração, as condições de contorno são simuladas com maior acurácia;

- d) A rigidez global da estrutura poderá receber contribuição das lajes, mas isso dependerá do tipo de estrutura, e desde que submetidas a solicitações compatíveis à sua resistência;
- e) As condições de ELU e ELS são mais bem apresentadas por dois modelos, Pórtico ELU e Pórtico ELS, ambos contemplando adequadas condições de rigidezes de vigas, pilares e lajes, conforme ilustrado na Figura 55 e preconizado pela ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 55 – Pórtico ELU e Pórtico ELS



Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2013)

- a) Edifícios com lajes lisas, sem vigas, nervuradas ou não, são modelados com maior refinamento;
- b) A análise dinâmica passou a ter resultados mais precisos, pois foram corrigidos os posicionamentos das massas das lajes.

Ainda que a solução estrutural para pavimentos de alguns edifícios seja sem vigas, i.e., com lajes lisas, é comum a prática de utilizar vigas em caixas de escadas e elevadores, por exemplo. Na hipótese de vigas que contornem o núcleo dos elevadores, há de se ter o surgimento de um lintel que colaborará na rigidez deste núcleo, conferindo uma parcial restrição ao empenamento da peça. Neste trabalho, evitou-se adotar uma solução estrutural em que seja necessário exigir elevada resistência à torção do pilar-parede. Em alguns casos, o pilar-parede ou o núcleo



estrutural de caixas de escada, por exemplo, poderão receber um travamento lateral da escada, o que pode diminuir os efeitos localizados e aumentar, conseqüentemente, a resistência ao empenamento.

Em alguns casos, os pilares-parede também poderão ser enrijecidos em suas extremidades com a utilização de dobras ou de “travamentos contínuos”, o que poderá evitar acréscimos de efeitos de 2ª ordem localizados. Durante a fase de concepção da estrutura do modelo deste trabalho, foi testado o enrijecimento das paredes do núcleo estrutural do elevador, incluindo abas em suas extremidades. Tal solução não foi adotada, pois não houve diferença significativa nos valores de deslocamentos horizontais do edifício.

Tanto no modelo IV quanto no modelo VI, existe a possibilidade de discretizar os pilares-parede em malhas de elementos de barra. Caso não fosse utilizado esse recurso disponibilizado pelo programa, cada lance de pilar-parede seria representado por uma barra única no centro geométrico do pilar. Uma alternativa seria processar esses pilares-parede através de uma malha com elementos de casca, porém não foi utilizada essa solução devido aos recursos disponíveis no *software* empregado. Ainda na fase de concepção da estrutura do modelo numérico estudado nesta pesquisa, foi testado o comportamento da estrutura processando-a pelo modelo IV e pelo modelo VI. Entretanto, optou-se por utilizar o modelo IV devido ao tempo de processamento, uma vez que os valores de resultados dos parâmetros de estabilidade global e de deslocamentos no topo do edifício tiveram diferenças ínfimas.

Na modelagem da estrutura deste trabalho, optou-se por simplificar a seção dos pilares-parede e por não utilizar variação de seção, ou até mesmo variação brusca dessas, a fim de evitar um salto no esforço cortante nesses pilares. Caso fosse necessário adotar tal solução, os esforços poderiam ser interpretados com maior acurácia por meio de um modelo de elemento de chapa, concomitante com modelo de elemento de placa.

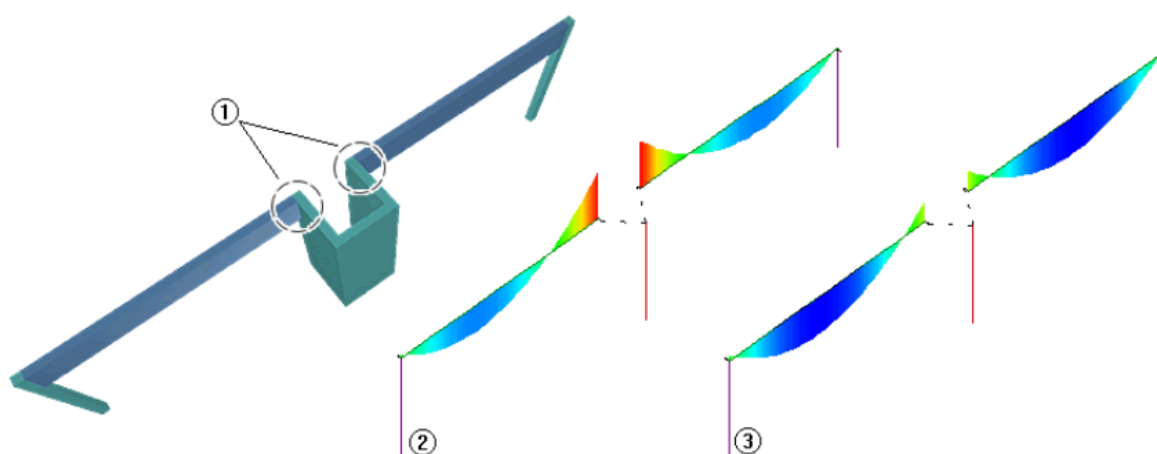
Destaca-se que a versão do *software* utilizado na modelagem numérica deste trabalho considera o núcleo rígido como uma barra com rigidez axial e a flexão igual ao da seção transversal do núcleo. Ressalta-se que não está integrada, no modelo de processamento desses pilares-parede, a teoria de flexo-torção, como também não está contemplado, na barra, um grau de liberdade que simule o empenamento da seção transversal do núcleo rígido.

Além disso, o programa TQS possui um recurso de molas fictícias, que são impostas nas extremidades das vigas, a fim de simular da maneira mais fiel possível a ligação entre vigas e pilares. Neste trabalho, utilizou-se uma técnica que consiste na manipulação da matriz de rigidez das barras, mais conhecida como “Flexibilização da ligação viga-pilar”. No caso de vigas vinculadas em extremidades de pilares-parede ou de pilares compridos, não considerar a flexibilização dessa ligação pode acarretar momentos negativos incoerentes, o que conduziria, de maneira incorreta, a redistribuição dos esforços e os efeitos da fluência no concreto. Entretanto, a rigidez  $k$  dessas molas de flexibilização é calculada de forma aproximada pela Equação 6.1,

$$k = \frac{4EI}{L} \quad (6.1)$$

sendo  $E$  o módulo de elasticidade longitudinal do pilar,  $L$  o pé-direito do pilar e  $I$  o momento de inércia de uma seção equivalente que será considerada na rigidez da ligação. Na Figura 56, estão ilustradas ligações com pouca rigidez à flexão (1), pórtico sem flexibilização (2) e pórtico com flexibilização (3).

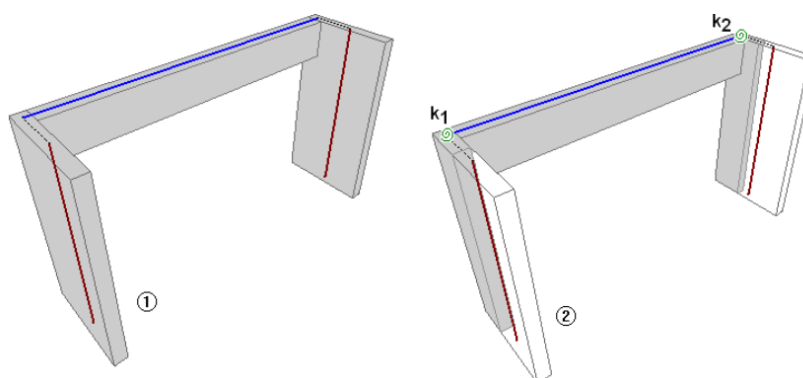
Figura 56 – Flexibilização de ligação viga-pilar



Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2013)

Na Figura 57, nota-se a presença de molas ( $k_1$ ) e ( $k_2$ ) posicionadas nos extremos das barras que condicionam uma ligação flexibilizada. Nesse caso, a efetividade da ligação viga-pilar é automaticamente incorporada ao modelo através de “molas”.

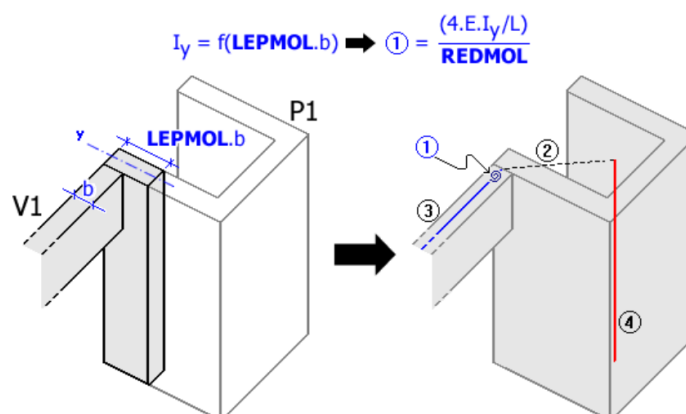
Figura 57 – Ligação flexibilizada



Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2022)

De acordo com o estudo de Feitosa e Alves (2015), a diminuição da rigidez na região de ligação de pilares com a laje influenciou significativamente nos valores de deslocamentos. A flexibilização das ligações em edifícios formados por pilares, vigas e lajes torna a estrutura mais deslocável e simula, de maneira mais realista, o que ocorrerá durante a fase de uso da estrutura. Diante disso, é possível manipular os parâmetros LEPMOL e REDMOL (ver Figura 58) nos critérios gerais do programa, o que permite que o engenheiro possa majorar ou diminuir a rigidez dessas molas para cada caso particular. Ressalta-se que o REDMOL diminuirá o valor da rigidez da mola, ao mesmo tempo que o LEPMOL multiplicará a largura equivalente da viga vinculada ao pilar. Essa largura nunca será inferior à largura da respectiva viga ou superior ao lado menor do pilar. No presente trabalho, as ligações viga-pilar foram consideradas ligações flexibilizadas, com valores dos fatores REDMOL e LEPMOL, de 1 e 1,50, respectivamente.

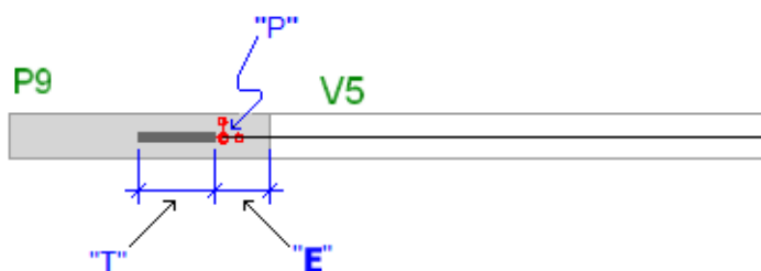
Figura 58 – Parâmetros LEPMOL e REDMOL



Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2022)

Em uma estrutura de concreto armado, uma região de intersecção entre viga e pilar e que apresenta elevada rigidez é denominada como “trecho rígido”. Tais trechos definem o vão teórico das vigas. Isso influencia diretamente nas solicitações e deslocamentos desses elementos no modelo de grelha. Os trechos rígidos “T” presentes no modelo do presente estudo, conforme o exemplo ilustrado na Figura 59, foram incorporados automaticamente no modelo de grelha em cada intersecção da viga e pilar do pavimento, visto que a simulação desses trechos foi realizada a partir da correta definição do ponto de apoio “P” das vigas. Além disso, o comprimento do trecho rígido “T” foi definido de forma indireta a partir da atribuição de um valor para extensão de apoio “E”, ou seja, para o comprimento de viga que será prolongado para dentro da viga a partir de sua face e que fará parte do vão teórica dela (TQS INFORMÁTICA, 2013).

Figura 59 – Trecho rígido no encontro de pilar-parede com viga



Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2013)

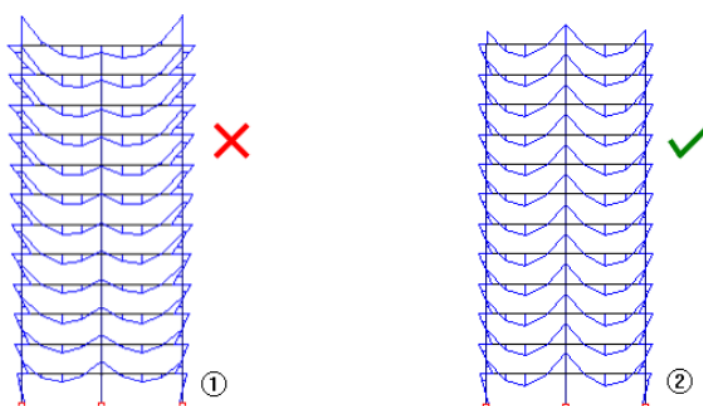
Conforme exposto no item 5.4, na Configuração A, são previstas duas juntas de dilatação dividindo a estrutura em três estruturas independentes (EST3, EST2 e EST1), sendo que tais estruturas estão conectadas por barras de transferências de esforços, posicionadas no eixo baricêntrico da seção transversal da laje e transfixando-se no alinhamento da junta de dilatação. Ressalta-se que essas barras de transferência não foram lançadas no modelo numérico estrutural, uma vez que para a Configuração A a estrutura foi modelada integralmente, sem separação das estruturas EST3, EST2 e EST1, partindo do pressuposto que as respectivas barras transferem os esforços de cisalhamento e de flexão para as estruturas adjacentes.

Na Configuração A, o edifício é analisado praticamente como uma estrutura monolítica, em que, apesar de existirem as juntas de dilatação, as partes ou estruturas independentes estão ligadas por barras de transferência de esforços em cada pavimento. Uma vez que essas barras são dimensionadas para transferir totalmente os esforços entre as estruturas, os coeficientes

aerodinâmicos são obtidos considerando as dimensões conjuntas das três estruturas (EST3, EST2 e EST1), ou seja, o edifício como um todo.

Outra consideração realizada na modelagem numérica deste trabalho foi a consideração do efeito construtivo da edificação, a fim de conceber a modelagem numérica mais próxima da realidade da estrutura. As estruturas de concreto armado moldado *in loco* são executadas em etapas, i.e., a construção de edifícios altos de concreto poderá durar meses ou anos. Além disso, uma peculiaridade importante dessas estruturas é que as características físicas e reológicas do concreto apresentam variação ao longo do tempo. Nesse sentido, o peso próprio da estrutura causará deformações axiais nos pilares que serão compensadas pelo nivelamento do pavimento durante o processo construtivo. Tal compensação foi contemplada na modelagem do programa TQS como alternativa para as análises lineares elástica e sequencial construtiva por meio de um fator multiplicador para a rigidez axial dos pilares (MulAx). Essa possibilidade existe no programa para considerar o efeito construtivo e para garantir a obtenção de resultados mais próximos da realidade quando se depara com momentos fletores de vigas e lajes dos pavimentos superiores similares ao ilustrado na Figura 60. Essa adaptação é válida apenas para análise dos edifícios quando recebem atuação das cargas verticais (TQS INFORMÁTICA, 2013). Neste trabalho, foi utilizado o fator de MulAx igual a 3,0.

Figura 60 – Diagramas de momentos fletores sem considerar os efeitos construtivos (1) e com a consideração dos efeitos construtivos (2)



Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2013)

Acontece que a adaptação supracitada não considera as ações horizontais, como os efeitos do vento, e, portanto, a área dos pilares não é majorada. Diante disso, Medeiros e França (1989) *apud* TQS INFORMÁTICA (2013) desenvolveram o método P-Delta em dois passos. No

primeiro passo, é realizado o cálculo linear da estrutura com a aplicação das ações verticais, apenas. Nesse passo, não são realizadas iterações, e as rigidezes dos pilares são majoradas para considerar os efeitos construtivos. A distribuição de forças normais e os esforços nas vigas e pilares são armazenados para realizar posteriormente a montagem da matriz de rigidez geométrica. No segundo passo, então, o cálculo é iterativo e não linear, com introdução apenas das ações horizontais, quando não são majoradas as rigidezes axiais dos pilares. Nessa primeira iteração, são consideradas as deformações obtidas no primeiro passo, aquelas que previamente foram armazenadas na matriz de rigidez geométrica. Nas próximas iterações, essa matriz de rigidez tem seus valores corrigidos, ponderando o acréscimo de esforços normais causados pelas ações horizontais. Ademais, o processo é repetido diversas vezes até obter convergência nos resultados. As resultantes de deslocamentos, esforços nas barras e reações nos apoios são a somatória das parcelas obtidas nos dois passos.

Com o intuito de facilitar os resultados obtidos após o processamento da estrutura, o sistema TQS fornece um coeficiente RM2M1 que é calculado de maneira análoga ao parâmetro de instabilidade Gama Z ( $\gamma_z$ ), conforme descrito pela Equação 6.2,

$$RM2M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (6.2)$$

sendo  $M_2$  o somatório de esforços verticais multiplicados pelo deslocamento dos nós da estrutura submetidos aos esforços horizontais, resultante do cálculo de P-Delta; e  $M_1$  o momento dos esforços horizontais em relação à base da estrutura. Acontece que o Gama Z não leva em consideração os deslocamentos horizontais causados pelas cargas verticais. Nesse sentido, a TQS Informática desenvolveu o coeficiente RM2M1 para quantificar globalmente os resultados da análise P-Delta por meio de um único valor, o que viabiliza a análise de ponto de vista de estabilidade global. Entretanto, o RM2M1 não é calibrado por meio de uma análise linear, mas por uma análise não-linear geométrica.

Por se tratar de um estudo que envolveu ensaio em túnel de vento, foram introduzidos os dados resultantes do túnel de vento que são lidos de arquivos por meio de uma operação única, e copiados para os dados do edifício no modelo TQS. Ressalta-se que o sistema TQS interpreta somente os valores numéricos de forças definidos dentro do arquivo, sendo que os pisos e as direções de vento são deduzidos pela quantidade e pela ordem em que são lidos. Na Figura 61,

nota-se que há uma linha para cada pavimento que recebe a carga de vento. Em cada linha, há uma coluna para cada direção do vento (começando em 0° e terminando em 360°, com variação a cada 15°), bem como as forças (tf) e momentos torçores (tfm). Durante a etapa de inserção dos esforços devidos ao vento, a qual ocorreu dentro do modelador estrutural do *software* TQS, fez-se necessário definir o ponto de referência do túnel de vento. Trata-se de um ponto arbitrário usado no túnel para medir os momentos torçores causados pelas forças de vento. Esse ponto foi definido nas mesmas coordenadas no modelador do TQS com o intuito de simular os momentos causados pelas forças de vento oriundas do túnel e aplicá-las no pórtico espacial do TQS. A incorreta definição desse ponto impacta nos resultados do modelo, uma vez que se deseja, por meio do ponto de referência, obter momentos torçores com valores iguais ou muito próximos aos do túnel. Para o caso deste estudo, tal ponto coincide com o centro geométrico da planta baixa de cada pavimento.

Figura 61 – Arquivo do túnel de vento com valores de forças

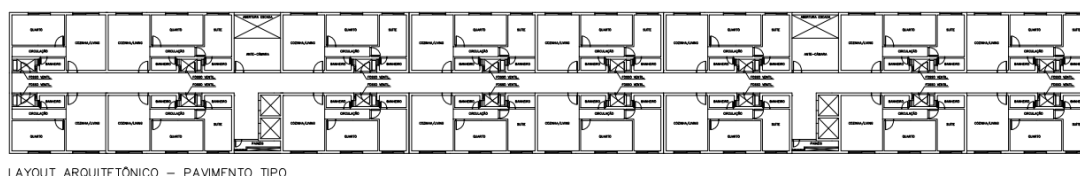
Força / Fx-pav [tf] parciais		por pavimento - Planilha Excel salva como TXT delimitado por TAB\$											
Pavimento	Cota	Área	0o	15o	30o	45o	60o	75o	90o	105o	120o	135o	
3a linha ignorada													
1	Cobertura	123,84	25,3	0,3	0,7	-0,3	-1,6	-2,4	-2,7	-1,7	-2,7	-2,1	-1,0
	Reservatório	120,96	40,6	0,5	1,2	-0,5	-2,6	-3,8	-4,4	-2,8	-4,4	-3,3	-1,6
	Casa de Máquina	118,08	40,6	0,5	1,2	-0,5	-2,6	-3,8	-4,4	-2,8	-4,4	-3,3	-1,6
	39° Pavimento	115,20	40,6	0,4	1,0	-0,7	-2,5	-3,1	-3,0	-2,4	-4,5	-4,5	-3,0
	38° Pavimento	112,32	40,6	0,4	1,0	-0,7	-2,5	-3,1	-3,0	-2,4	-4,5	-4,5	-3,0
	37° Pavimento	109,44	40,6	0,4	1,0	-0,7	-2,5	-3,1	-3,0	-2,4	-4,5	-4,5	-3,0
	36° Pavimento	106,56	40,6	0,4	1,0	-0,7	-2,5	-3,1	-3,0	-2,4	-4,5	-4,5	-3,0
	35° Pavimento	103,68	40,6	0,4	1,0	-0,7	-2,5	-3,1	-3,0	-2,4	-4,5	-4,5	-3,0
	34° Pavimento	100,80	40,6	0,4	1,0	-0,7	-2,5	-3,1	-3,0	-2,4	-4,5	-4,5	-3,0
	33° Pavimento	97,92	40,6	0,7	1,5	-0,6	-2,4	-2,9	-2,7	-1,0	-3,0	-2,7	-1,6
	32° Pavimento	95,04	40,6	0,7	1,5	-0,6	-2,4	-2,9	-2,7	-1,0	-3,0	-2,7	-1,6
	31° Pavimento	92,16	40,6	0,7	1,5	-0,6	-2,4	-2,9	-2,7	-1,0	-3,0	-2,7	-1,6
	30° Pavimento	89,28	40,6	0,7	1,5	-0,6	-2,4	-2,9	-2,7	-1,0	-3,0	-2,7	-1,6
	29° Pavimento	86,40	40,6	0,7	1,5	-0,6	-2,4	-2,9	-2,7	-1,0	-3,0	-2,7	-1,6
	28° Pavimento	83,52	40,6	0,7	1,5	-0,6	-2,4	-2,9	-2,7	-1,0	-3,0	-2,7	-1,6
	27° Pavimento	80,64	40,6	0,7	1,2	-0,9	-2,1	-2,3	-2,0	-0,3	-0,5	-0,3	-0,8
	26° Pavimento	77,76	40,6	0,7	1,2	-0,9	-2,1	-2,3	-2,0	-0,3	-0,5	-0,3	-0,8
	25° Pavimento	74,88	40,6	0,7	1,2	-0,9	-2,1	-2,3	-2,0	-0,3	-0,5	-0,3	-0,8
	24° Pavimento	72,00	40,6	0,7	1,2	-0,9	-2,1	-2,3	-2,0	-0,3	-0,5	-0,3	-0,8
	23° Pavimento	69,12	40,6	0,7	1,2	-0,9	-2,1	-2,3	-2,0	-0,3	-0,5	-0,3	-0,8
	22° Pavimento	66,24	40,6	0,7	1,2	-0,9	-2,1	-2,3	-2,0	-0,3	-0,5	-0,3	-0,8
	21° Pavimento	63,36	40,6	0,7	1,2	-0,9	-2,1	-2,3	-2,0	-0,3	-0,5	-0,3	-0,8
	20° Pavimento	60,48	40,6	-0,1	0,4	-0,9	-1,6	-1,7	-1,4	-0,2	0,8	0,9	-0,3
	19° Pavimento	57,60	40,6	-0,1	0,4	-0,9	-1,6	-1,7	-1,4	-0,2	0,8	0,9	-0,3
	18° Pavimento	54,72	40,6	-0,1	0,4	-0,9	-1,6	-1,7	-1,4	-0,2	0,8	0,9	-0,3
	17° Pavimento	51,84	40,6	-0,1	0,4	-0,9	-1,6	-1,7	-1,4	-0,2	0,8	0,9	-0,3
	16° Pavimento	48,96	40,6	-0,1	0,4	-0,9	-1,6	-1,7	-1,4	-0,2	0,8	0,9	-0,3
	15° Pavimento	46,08	40,6	-0,1	0,4	-0,9	-1,6	-1,7	-1,4	-0,2	0,8	0,9	-0,3
	14° Pavimento	43,20	40,6	-0,1	0,4	-0,9	-1,6	-1,7	-1,4	-0,2	0,8	0,9	-0,3
	13° Pavimento	40,32	40,6	0,1	0,6	-0,5	-0,9	-1,0	-0,9	-0,4	0,6	1,1	0,0
	12° Pavimento	37,44	40,6	0,1	0,6	-0,5	-0,9	-1,0	-0,9	-0,4	0,6	1,1	0,0
	11° Pavimento	34,56	40,6	0,1	0,6	-0,5	-0,9	-1,0	-0,9	-0,4	0,6	1,1	0,0
	10° Pavimento	31,68	40,6	0,1	0,6	-0,5	-0,9	-1,0	-0,9	-0,4	0,6	1,1	0,0
	9° Pavimento	28,80	40,6	0,1	0,6	-0,5	-0,9	-1,0	-0,9	-0,4	0,6	1,1	0,0
	8° Pavimento	25,92	40,6	0,1	0,6	-0,5	-0,9	-1,0	-0,9	-0,4	0,6	1,1	0,0
	7° Pavimento	23,04	40,6	0,0	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,6	-0,4	0,5	-0,1
	6° Pavimento	20,16	40,6	0,0	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,6	-0,4	0,5	-0,1
	5° Pavimento	17,28	40,6	0,0	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,6	-0,4	0,5	-0,1
	4° Pavimento	14,40	40,6	0,0	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,6	-0,4	0,5	-0,1
	3° Pavimento	11,52	40,6	0,0	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,6	-0,4	0,5	-0,1
	2° Pavimento	8,64	40,6	0,0	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,6	-0,4	0,5	-0,1
	1° Pavimento	5,76	40,6	0,0	0,1	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,6	-0,4	0,5	-0,1

Fonte: (TQS INFORMÁTICA, 2013)

## 6.2 MODELO ANALISADO

O modelo analisado nesta pesquisa foi concebido a partir de um projeto arquitetônico adaptado de uma edificação real. Para fins de simplificação da estrutura, utilizou-se o projeto arquitetônico do pavimento tipo em todos os pavimentos do edifício estudado neste trabalho. O layout arquitetônico do pavimento tipo é ilustrado na Figura 62 e no Apêndice A.

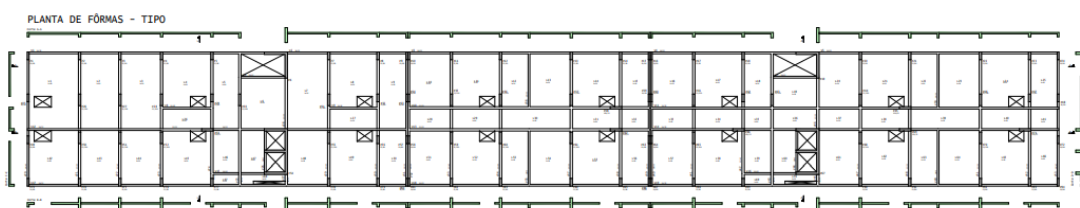
Figura 62 – Layout arquitetônico



Fonte: Elaborado pelo autor.

No pavimento cobertura, são desconsideradas as aberturas verticais na laje e são considerados os carregamentos pertinentes ao uso desse pavimento. O pé-direito de todos os pavimentos é de 3,00 metros, resultando em uma altura total do edifício de 51,00 metros. Em suma, os pavimentos foram lançados no *software* CAD/TQS como: fundação, tipo (16x) e cobertura. Os pilares são considerados engastados nos elementos de fundação constituídos por blocos de coroamento de estacas. As plantas de fôrmas do projeto estrutural do pavimento tipo e cobertura constam na Figura 63 e na Figura 64, como também no Apêndice B.

Figura 63 – Planta de fôrmas do pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 64 – Planta de fôrmas da cobertura

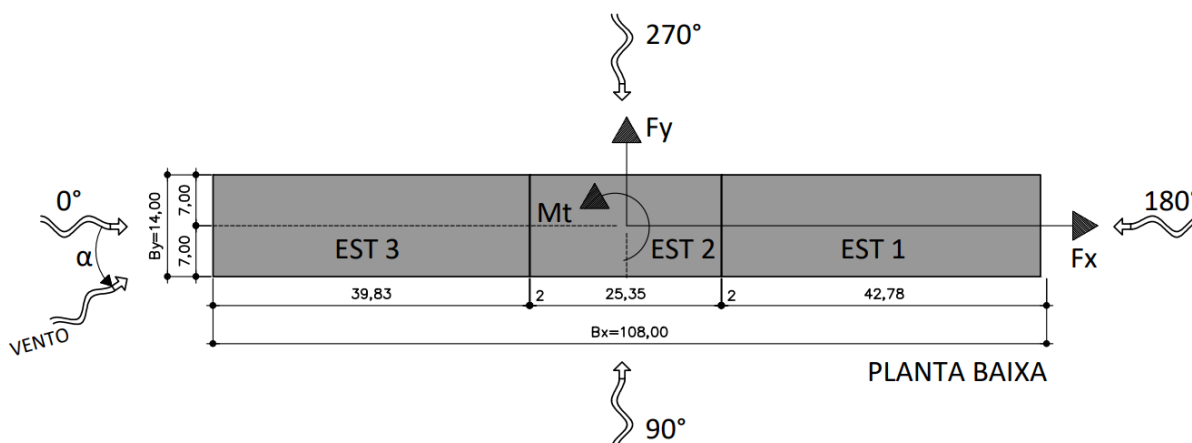


Fonte: Elaborado pelo autor.



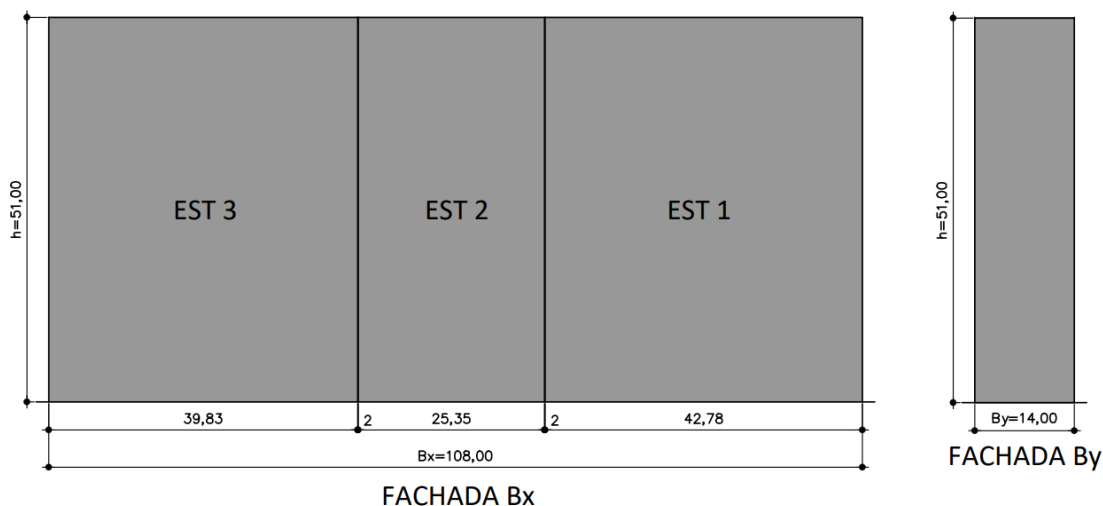
Na Figura 65 e na Figura 66, é possível observar a espessura das juntas, as quais dividem o edifício em três estruturas independentes, que, neste trabalho, serão chamadas de EST3, EST2 e EST1. Além disso, a partir das mesmas figuras supracitadas, é possível notar a ordem de esbeltez do edifício, sendo de  $H/3,64$ .

Figura 65 - Seção transversal do edifício com as juntas (em metros)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 66 - Fachadas do edifício com as juntas (em metros)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Demais detalhes do layout arquitetônico, do projeto de fôrmas e do corte esquemático da estrutura poderão ser verificados no Apêndice A e no Apêndice B, respectivamente.

### 6.3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Para a análise dos modelos estudados neste trabalho, foram adotadas as características mecânicas dos materiais do concreto e do aço, apresentadas na Tabela 2 e Tabela 3, respectivamente.

Tabela 2 – Características mecânicas do concreto

Classe do concreto	Tipo de agregado graúdo	Módulo de Elasticidade Inicial (Eci)	Módulo de Elasticidade Secante (Ecs)	Peso Específico
C40	Basalto	42500 MPa	38250 MPa	25 kN/m <sup>3</sup>

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 3 - Características mecânicas do aço

Categoria do aço	Módulo de Elasticidade Longitudinal	Resistência Característica ao Escoamento (Fyk)	Massa Específica
CA-50	210000 MPa	500 MPa	78,50 kN/m <sup>3</sup>
CA-60	210000 MPa	600 MPa	78,50 kN/m <sup>3</sup>

Fonte: Elaborada pelo autor

### 6.4 AÇÕES CONSIDERADAS

O termo “carga” ou “ação direta” refere-se a forças concentradas ou distribuídas que podem ser desde o peso da estrutura e suas cargas permanentes até as pressões devidas ao vento, à água e/ou ao solo. Já uma ação indireta ou uma deformação imposta pode ser um deslocamento ou uma deformação que não surge de uma carga aplicada, por exemplo, mas que pode causar tensões na estrutura (WIGHT; MACGREGOR, 2012). Nos itens subsequentes, serão apresentadas as ações consideradas no modelo estrutural deste trabalho.

#### 6.4.1 Ações permanentes diretas e indiretas

A Tabela 4 fornece os valores das cargas permanentes utilizadas nos pavimentos, que foram definidas conforme os critérios da ABNT NBR 6120 (2019).

Tabela 4 – Cargas permanentes

Pavimento	Material	Peso
Térreo e tipo	Alvenaria cerâmica de vedação*	2,7 kN/m <sup>2</sup>
	Argamassa para revestimento de alvenaria (face interna e externa)*	1,3 kN/m <sup>2</sup>
	Divisórias em <i>Drywall</i> *	0,5 kN/m <sup>2</sup>
	Enchimento e revestimento cerâmico	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Cobertura	Impermeabilização com manta asfáltica e proteção mecânica	3,0 kN/m <sup>2</sup>
-	Peso próprio da estrutura	Automático pelo programa

\* Dever-se-á multiplicar pela respectiva altura para obter a carga linearmente distribuída.

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019)

As imperfeições geométricas globais e locais foram consideradas de acordo com os critérios da ABNT NBR 6118 (2014), bem como o momento mínimo que pondera o efeito das imperfeições locais nos pilares e pilares-parede.

#### 6.4.2 Ações variáveis diretas

Para fins de análise de esforços nos pilares e nos elementos de fundação, foi considerada a redução nas cargas variáveis, conforme estabelecido no item 2.2.1.8 da ABNT NBR 6120 (2019). A Tabela 5 fornece os valores das cargas variáveis utilizadas nos pavimentos de uma edificação residencial, que foram definidas de acordo com os critérios da norma supracitada.

Tabela 5 – Cargas variáveis

Pavimento	Local	Carga uniformemente distribuída
Térreo e tipo	Dormitórios	1,5 kN/m <sup>2</sup>
	Sala e cozinha	1,5 kN/m <sup>2</sup>
	Sanitários	1,5 kN/m <sup>2</sup>
	Áreas técnicas	2,0 kN/m <sup>2</sup>
	Área de serviço	3,0 kN/m <sup>2</sup>
	Áreas de uso comum	3,0 kN/m <sup>2</sup>
Cobertura	Sobrecarga de manutenção	1,0 kN/m <sup>2</sup>

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019)

Conforme abordado no item 5, a ação do vento foi considerada através de resultados obtidos por meio de ensaio experimental em túnel de vento.

## 6.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Conforme preconizado pela ABNT NBR 8681 (2003), no que se refere aos estados limite, a verificação de segurança dos elementos estruturais deve levar em consideração, em cada tipo de carregamento, todas as combinações de ações que podem desencadear os efeitos mais críticos nas seções dos elementos componentes da estrutura. Nessa mesma linha de raciocínio, as ações permanentes não são minoradas e, nas ações variáveis, considera-se somente a parte que acarreta efeitos menos favoráveis para a segurança estrutural.

### 6.5.1 Estado Limite Último (ELU)

A ABNT NBR 6118 (2014) preconiza que as combinações últimas recebem a seguinte classificação: normal, especial ou de construção excepcional. Nas análises dos modelos desta pesquisa, considerou-se apenas as combinações últimas normais. Diante disso, a ABNT NBR 8681 (2003) estabelece que deverão ser respeitados os seguintes critérios estas combinações:

- a) As ações permanentes devem ser incluídas em todas as combinações de ações;
- b) No que diz respeito às ações variáveis nas combinações últimas normais, em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico  $F_k$ ; as demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação  $\psi_0 F_k$ .

Para fins de cálculo do parâmetro RM2M1, por exemplo, foram utilizadas as combinações últimas normais, uma vez que o peso próprio da estrutura e o peso de elementos fixos foram considerados como ação permanente.

### 6.5.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Conforme estabelecido no item 5.1.5 da ABNT NBR 8681 (2003), nas combinações de serviço, são consideradas todas as ações permanentes, incluindo as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis que correspondem a cada um dos tipos de combinações: combinações quase permanentes de serviço, combinações frequentes de serviço e combinações raras de serviço.

Neste trabalho, foram adotadas combinações quase permanentes de serviço para verificar o estado limite de deformações excessivas de vigas e lajes. Já na verificação de vibrações excessivas dos pavimentos, adotou-se combinações frequentes de serviço, nas quais a ação variável principal é tomada por um valor frequente ( $\psi_1 F_{Q1,k}$ ), e as demais ações variáveis são tomadas por valores quase permanentes ( $\psi_{2j} F_{Qj,k}$ ), vide Equação 6.3. Os coeficientes de redução atribuídos às ações variáveis foram consultados na Tabela 6 da ABNT NBR 8681 (2003).

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (6.3)$$

A combinação frequente de serviço é dada pela Equação 6.4,

$$ELS/CFREQ = PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT \theta \quad (6.4)$$

sendo  $PP$  o peso próprio,  $ACID$  as cargas acidentais e  $\theta$  o ângulo de incidência do vento.

A combinação para verificar os deslocamentos laterais do pórtico é dada pela Equação 6.5,

$$ELS = 0,3.VENT \theta \quad (6.5)$$

sendo  $\theta$  o ângulo de incidência do vento.

## 6.6 DESLOCAMENTOS LIMITE

Conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2014), os deslocamentos limite nada mais são do que valores práticos utilizados para verificar as deformações excessivas da estrutura ainda no estado limite de serviço. Neste trabalho, foram verificados os seguintes efeitos:

- a) Aceitabilidade sensorial: deslocamentos visíveis em elementos estruturais, considerando o deslocamento total, com deslocamento limite de  $l/250$ , sendo  $l$  o vão de elementos suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem;

- b) Aceitabilidade sensorial: vibrações sentidas no piso, considerado deslocamentos somente devidos a cargas acidentais, com deslocamento limite de  $l/350$ , sendo  $l$  idem ao item i) anterior;
- c) Efeitos em elementos não estruturais: movimento lateral de edifícios, considerando deslocamentos provocados pela ação do vento para combinação frequente, isso é,  $\psi_1 = 0,30$ . O deslocamento limite do edifício é de  $H/1700$ , e o deslocamento limite entre pavimentos vizinhos é dado por  $H_i/850$ , sendo  $H$  a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

## 7 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo, são expostos os principais resultados alcançados diante do procedimento experimental e da modelagem numérica realizada para o avanço desta pesquisa. Inicialmente, são levantados os preceitos iniciais para a análise de resultados. Posteriormente, apresenta-se os resultados obtidos por meio dos ensaios realizados no túnel de vento Professor Joaquim Blessmann, situado no LAC/UFRGS. Por fim, o terceiro subcapítulo expõe os resultados obtidos por meio do modelo numérico que foi concebido no *software* CAD/TQS.

### 7.1 PRECEITOS INICIAIS

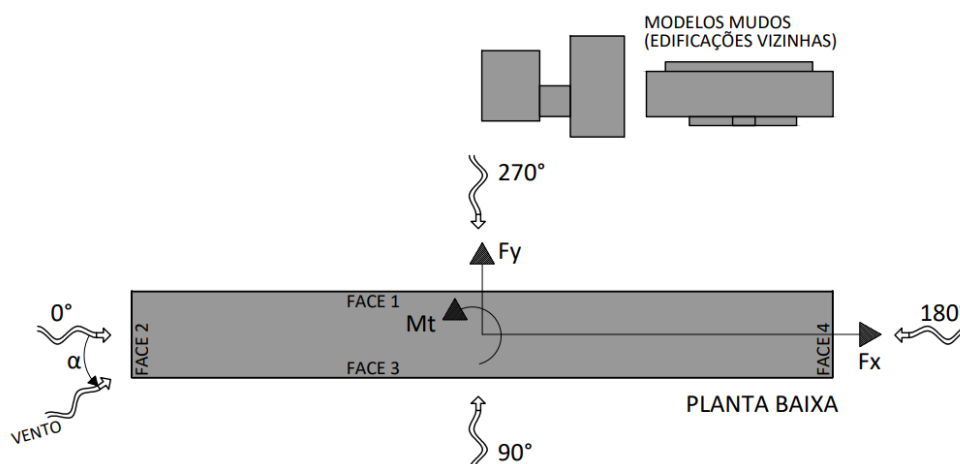
Antecipadamente à apresentação dos resultados, vale revisar as convenções adotadas no trabalho e as nomenclaturas praticadas, a fim de facilitar na compreensão dos resultados atingidos. O primeiro passo é recapitular a convenção de eixos admitidas nas análises, tanto para a Configuração A quanto para a Configuração B, uma vez que as flechas na direção das forças  $F_x$  e  $F_y$  (ver Figura 67 e Figura 68) apontam para o sentido positivo dos eixos  $X$  e  $Y$ . Nota-se também que a referência para os ângulos de incidência do vento na Configuração A e na Configuração B seguem o mesmo critério, com o ângulo  $\alpha$  indicando que ele poderá variar durante o ensaio ao girar a mesa do túnel de vento. Diante disso, relembra-se que o modelo aerodinâmico foi ensaiado para 24 ângulos de incidência, variando a cada  $15^\circ$ .

Ainda, nota-se, na Figura 67, a identificação, em planta, das faces do modelo aerodinâmico que representa a Configuração A do edifício analisado nesta pesquisa. Essa identificação também é ilustrada em perspectiva no item 5.3 deste trabalho.

Já na Figura 68, são indicadas as estruturas independentes que contemplam a Configuração B, identificadas como EST3, EST2 e EST1, mas que, neste trabalho, também podem ser designadas como Estrutura 3, Estrutura 2 e Estrutura 1, respectivamente.

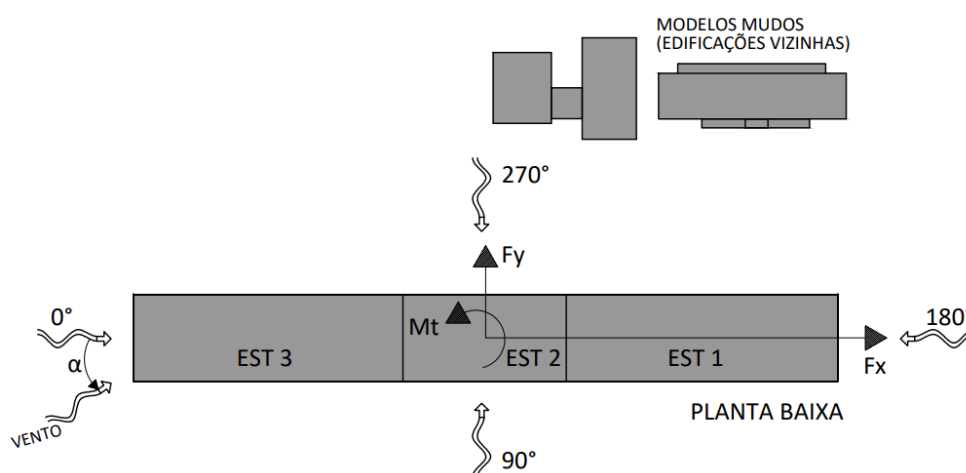
Ademais, nas duas figuras supracitadas, é possível verificar o posicionamento das edificações vizinhas (modelos mudos), já que serão apresentados os resultados de análises com vizinhança e sem vizinhança. Ressalta-se também que as figuras são somente ilustrativas e não possuem escala de medidas.

Figura 67 – Convenção de eixos e ângulos de incidência do vento para a Configuração A



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 68 - Convenção de eixos e ângulos de incidência do vento para a Configuração B



Fonte: Elaborada pelo autor.

## 7.2 ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO

Analisou-se a influência da vizinhança em um modelo aerodinâmico, uma vez que os resultados são apresentados em termos de coeficientes de força obtidos pela resposta transversal, longitudinal e torcional média. Eles foram encontrados a partir de esforços cortantes e de momentos torçores em relação ao centro geométrico de cada pavimento para cada configuração analisada, isto é, Configuração A.I, Configuração A.II, Configuração B.I e Configuração B.II. Os esforços e momentos foram obtidos por meio da ação média do vento em 24 ângulos de incidência, tão logo foi realizado o cálculo dos coeficientes de pressão média que foram

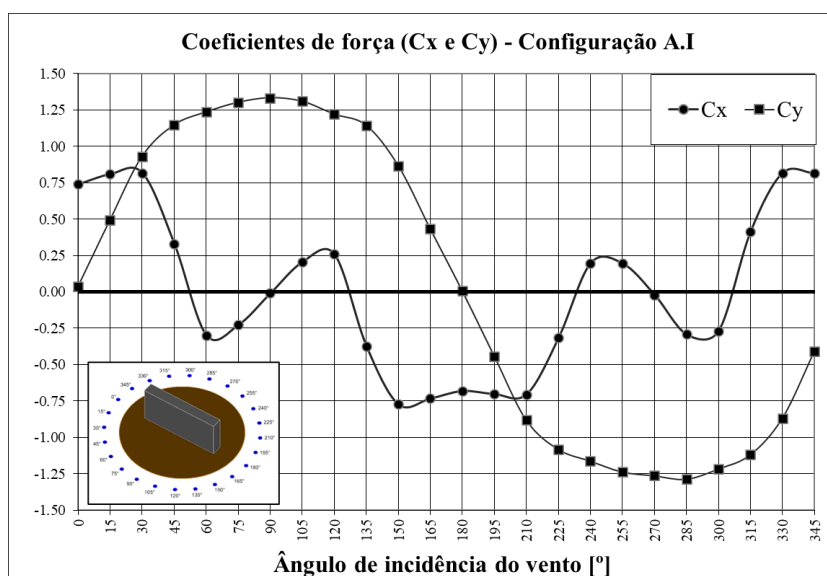


adquiridos através da integração dos registros das séries temporais das pressões para cada configuração ensaiada no túnel de vento. Ressalta-se que se determinou a recomposição dos esforços cortantes resultantes na base dos edifícios graças ao somatório das forças em X e Y de cada tomada instalada na superfície do modelo, sempre respeitando os senos e cossenos diretores dos vetores normais próximos às tomadas de pressão. Por último, são apresentados os fatores de vizinhança (FV) que foram calculados a partir do quociente dos coeficientes de força obtidos do ensaio com vizinhança pelo ensaio isolado.

### 7.2.1 Configuração A

A Figura 69 ilustra a variação do coeficiente de força em relação aos eixos X e Y em função da incidência do vento em torno do modelo isolado ensaiado no túnel. Nota-se que o maior coeficiente de força tem seu valor máximo na direção Y, em módulo, para o ângulo de incidência de  $90^\circ$ , atingindo o valor de 1,33. Percebe-se que os resultados dos coeficientes de força na direção Y são simétricos. O valor máximo de sucção ocorre para o ângulo de  $285^\circ$ , atingindo o valor 1,29. O valor máximo na direção X, em módulo, ocorre para o ângulo de incidência de  $30^\circ$  e  $330^\circ$ , ambos atingindo o valor de 0,82.

Figura 69 – Coeficiente de força  $C_x$  e  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Ainda na Figura 69, visualiza-se que, para a Configuração A.I, o valor de  $C_x$  para o ângulo de  $90^\circ$  e  $270^\circ$  é próximo de zero. Esse comportamento pode ser comparado com a Lei de Bernoulli,

pois, após o vento incidir perpendicularmente à face 1 do edifício, tem-se pressão estática máxima no centro da face do edifício, dado que a velocidade do escoamento terá valor muito próximo de zero. O local em que ocorre esse fenômeno é conhecido como ponto de estagnação. Nesse sentido, após o escoamento do vento atingir este ponto, as linhas de corrente percorrem para baixo, para cima e para as laterais, com o conseqüente aumento da velocidade do escoamento, acarretando um maior valor de pressão dinâmica. Após o escoamento atingir a aresta viva, ou seja, o encontro da face lateral com a face longitudinal do edifício, há uma separação nas linhas de corrente, que, nesse caso, acarretará pressões inferiores à pressão atmosférica, o que forma uma zona de sucção.

Conforme ilustrado na Figura 70 e na Figura 71, nas faces 2 e 4 do edifício, tem-se valores de coeficientes de pressão negativos atuando em sentidos opostos à convenção adotada nessa análise experimental. Logo, conforme ilustrado na Figura 73, verifica-se que, para o ângulo de incidência do vento de  $270^\circ$ , as pressões negativas nas faces 2 e 4 do edifício se contrapõem, resultando em valores de  $C_x$  próximos de zero para os ângulos de  $90^\circ$  e  $270^\circ$ , assim como de valores de  $C_y$  próximos de zero para os ângulos de  $0^\circ$  e  $180^\circ$ . Na Figura 72, é ilustrada a legenda de coeficiente de pressão a fim de facilitar a interpretação dos resultados.

Figura 70 – Cp's na face 2

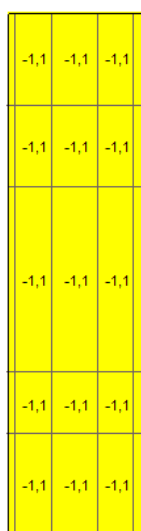


Figura 71 – Cp's na face 4

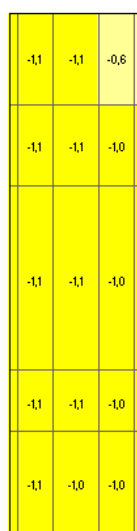
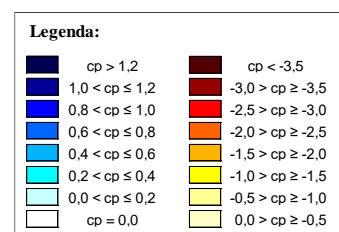


Figura 72 – Legenda de coeficientes de pressão



Fonte: Elaborada pelo autor.

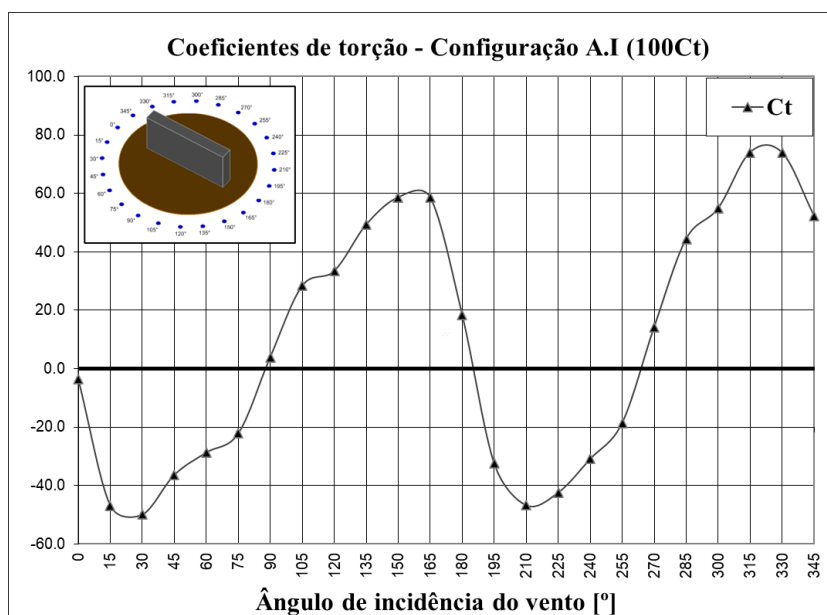
Fonte: Elaborada pelo autor. Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 73 – Cp's na face 1

#	#	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	0,4	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,3	#	#
#	#	0,3	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4	#	#
#	#	0,1	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,3	0,2	0,1	#	#
#	#	0,0	0,1	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2	0,2	0,1	#	#	#
#	#	0,0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,0	#	#

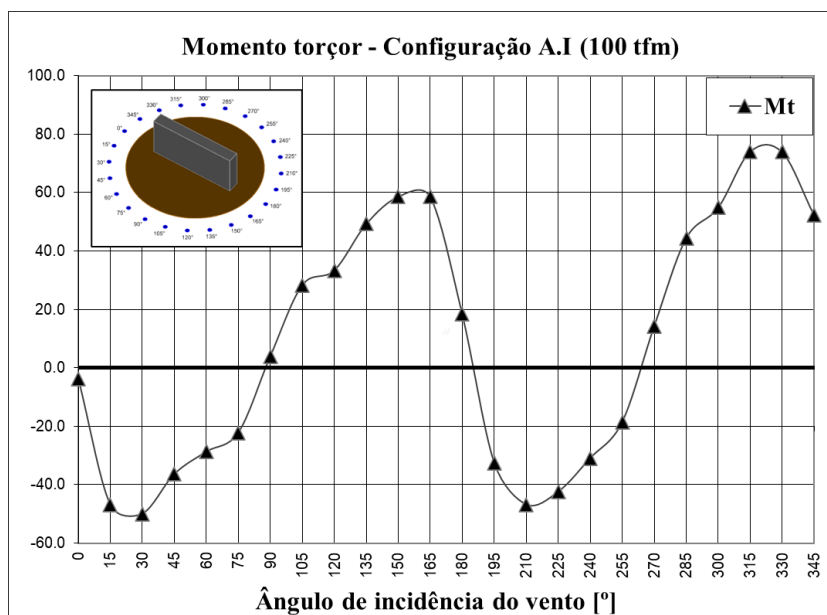
Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 74, é possível observar o valor máximo do coeficiente de torção para o ângulo de incidência de 315°, bem como o momento torçor máximo ilustrado na Figura 75, que também ocorre para esse mesmo ângulo. Nota-se que os valores máximos desses coeficientes e do momento torçor ocorrem para ângulos oblíquos à fachada do edifício, e os maiores valores, em módulo, são para os ângulos de 15°, 30°, 150°, 165°, 210°, 225°, 315° e 330°.

Figura 74 – Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 75 – Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento

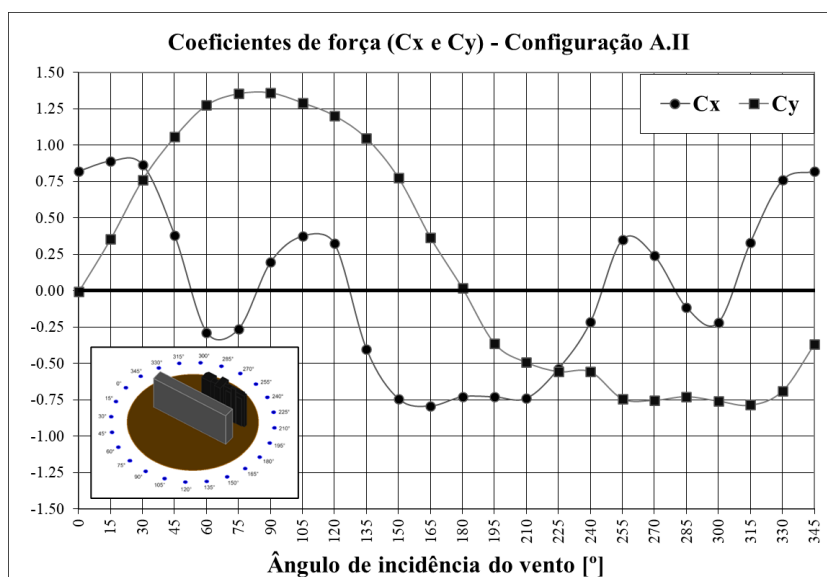


Fonte: Elaborada pelo autor.

No que se trata do modelo com vizinhança e com as barras de transferência (Configuração A.II), a Figura 76 ilustra a variação do coeficiente de força em relação aos eixos X e Y em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel. Nota-se que, com a presença de vizinhança, o maior valor do coeficiente de força, em módulo, também se refere à direção Y, atingindo o valor de 1,36 para o ângulo de incidência de 90°. Além disso, é possível perceber que os coeficientes de força na direção Y, de sucção, são inferiores aos do modelo ensaiado sem vizinhança, conforme a curva do gráfico idealizada entre os ângulos de 180° e 345° e ilustrada na Figura 76.

Observa-se que existe um efeito de proteção devido à presença da vizinhança, visto que, para o ângulo de incidência do vento de 270°, o valor de  $C_y$ , em módulo, cai de 1,26 para 0,75. Diante disso, constata-se um regime de escoamento de interferência de esteira, visto que a camada limite atmosférica tenta se reconstituir entre as duas edificações. O escoamento permanece turbulento e há formação da esteira, mas, em contrapartida, não existe a formação de um vórtice estável devido à proximidade das duas edificações, o que justifica um menor coeficiente aerodinâmico com a presença de vizinhança.

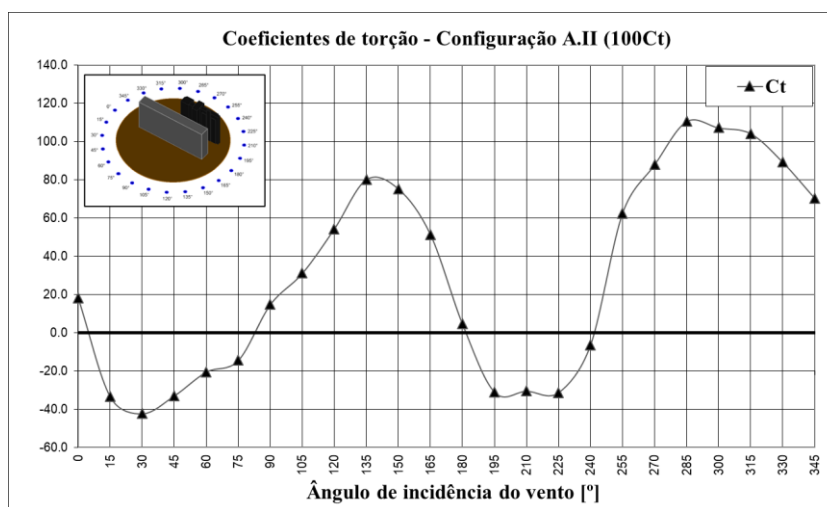
Figura 76 - Coeficiente de força  $C_x$  e  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

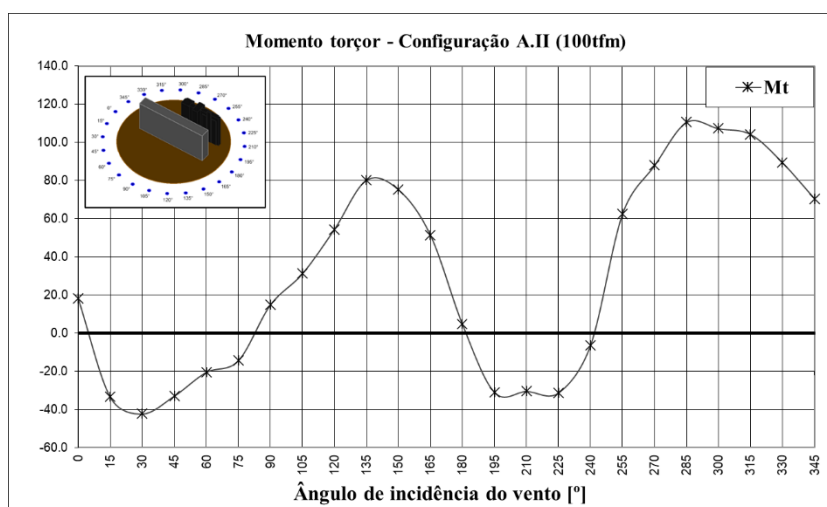
Os valores máximos de coeficiente de torção (Figura 77) e de momento torçor (Figura 78) ocorrem para ângulos oblíquos à fachada do edifício, sendo que os maiores valores, em módulo, são para os ângulos de 285°, 300°, 315° e 330° em ordem crescente. O quinto maior valor dentre os 24 ângulos analisados está para o ângulo de 270°. Observa-se que, nesta configuração, os três menores valores de coeficiente de torção e de momento torçor, em módulo, foram verificados para os ângulos de 0°, 180° e 240°.

Figura 77 - Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento (Configuração A.II)



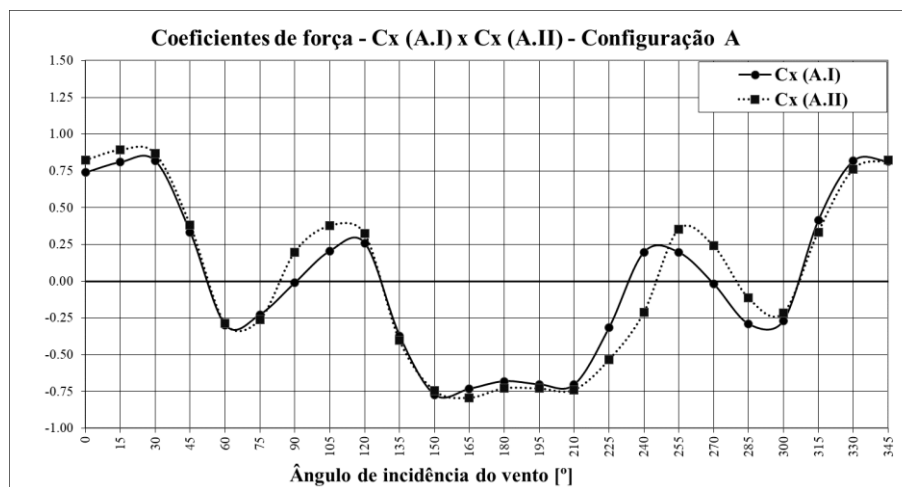
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 78 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento (Configuração A.II)



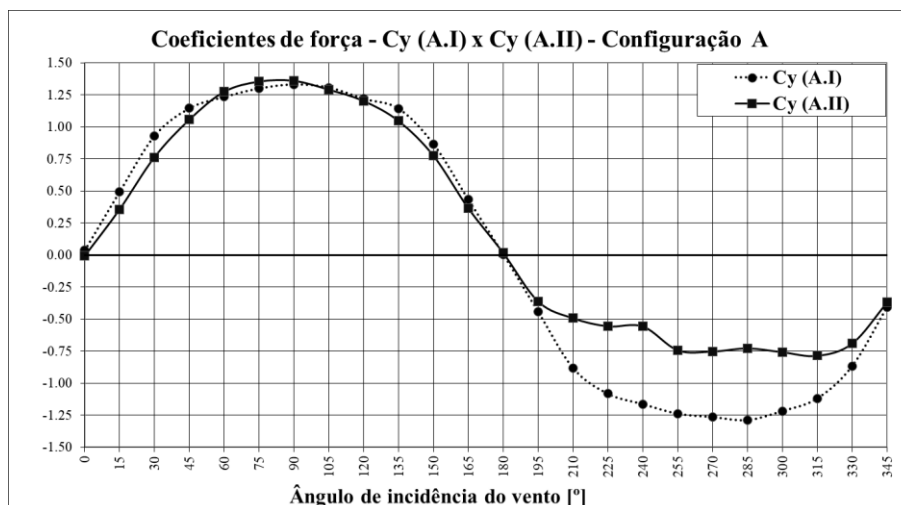
Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 79 e na Figura 80, ilustra-se uma comparação da variação dos coeficientes de força em X e Y entre a Configuração A.I e a Configuração A.II. Nota-se, na Figura 79, que os coeficientes de força  $C_x$  variam pouco na configuração A, visto que o escoamento do vento na direção X não possui obstáculos. Nos ângulos  $90^\circ$  e  $270^\circ$  da Figura 79, é possível observar um acréscimo de sobrepessão nas faces paralelas ao escoamento do vento, o que é justificado pela desorganização dos vórtices provocada pela presença da vizinhança.

Figura 79 – Coeficientes de força  $C_x$  (A.I) e  $C_x$  (A.II) para a Configuração A

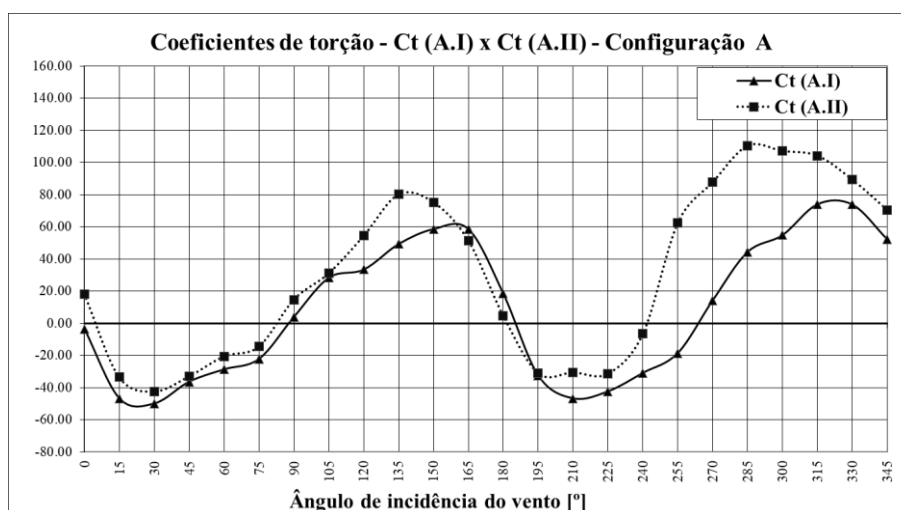
Fonte: Elaborada pelo autor.

No que diz respeito aos efeitos de presença da vizinhança, poder-se-ia esperar maiores valores de  $C_y$  para os ângulos de incidência do vento de  $0^\circ$  e de  $180^\circ$  em comparação ao edifício sem vizinhança, uma vez que o escoamento do vento incidiria entre as edificações vizinhas e o edifício em estudo. Nessa hipótese, haveria o Efeito Venturi, com o aumento da velocidade do vento devido à redução da seção do escoamento entre as edificações, o que poderia aumentar a sucção devido ao conseqüente aumento da velocidade. Ademais, as possíveis pressões de sucção que ocorreriam nas paredes confrontantes entre edificações vizinhas também poderiam provocar efeitos de torção consideráveis à estrutura. Nota-se, na Figura 80, que os coeficientes de força na direção Y para os ângulos de  $0^\circ$  e de  $180^\circ$ , conforme anteriormente citado, são praticamente iguais. Em suma, possivelmente, não foi verificado tal efeito de vizinhança devido ao maior espaçamento existente entre o edifício analisado e as edificações vizinhas, de tal forma que a velocidade do escoamento não sofreu aumento significativo. Ressalta-se que o afastamento entre o edifício instrumentado e os modelos mudos que representam as edificações vizinhas é de aproximadamente 28 metros.

Figura 80 - Coeficientes de força  $C_y$  (A.I) e  $C_y$  (A.II) para a Configuração A

Fonte: Elaborada pelo autor.

Novamente, ao comparar a Configuração A.I à Configuração A.II, observa-se, a partir da Figura 81, que as maiores diferenças entre os coeficientes de torção ( $C_t$ ) ocorrem para os ângulos entre 255° a 315°. Reiteradamente, percebe-se que essa diferença entre os valores de torção está atrelada à presença das edificações vizinhas, visto que elas estão posicionadas paralelamente à face 1 do edifício analisado nesta pesquisa.

Figura 81 - Coeficientes de torção  $C_t$  (A.I) e  $C_t$  (A.II) para a Configuração A

Fonte: Elaborada pelo autor.

Um resumo dos coeficientes de força apresentados nos gráficos anteriores e relativos à Configuração A é apresentado na Tabela 6. Na mesma tabela, são descritos os valores dos



esforços cortantes na base da estrutura em relação aos eixos x e y, com o intuito de comparar a variação dos valores obtidos para cada configuração analisada, isso é, isolada e com a presença de vizinhança. Outrossim, é apresentado o fator de vizinhança em relação ao eixo x e y (FVx e FVy), conforme ilustrado na Figura 82, calculados para os 24 ângulos de incidência ensaiados no túnel de vento. Enfatiza-se que os valores em vermelho da Tabela 6 representam valores negativos.

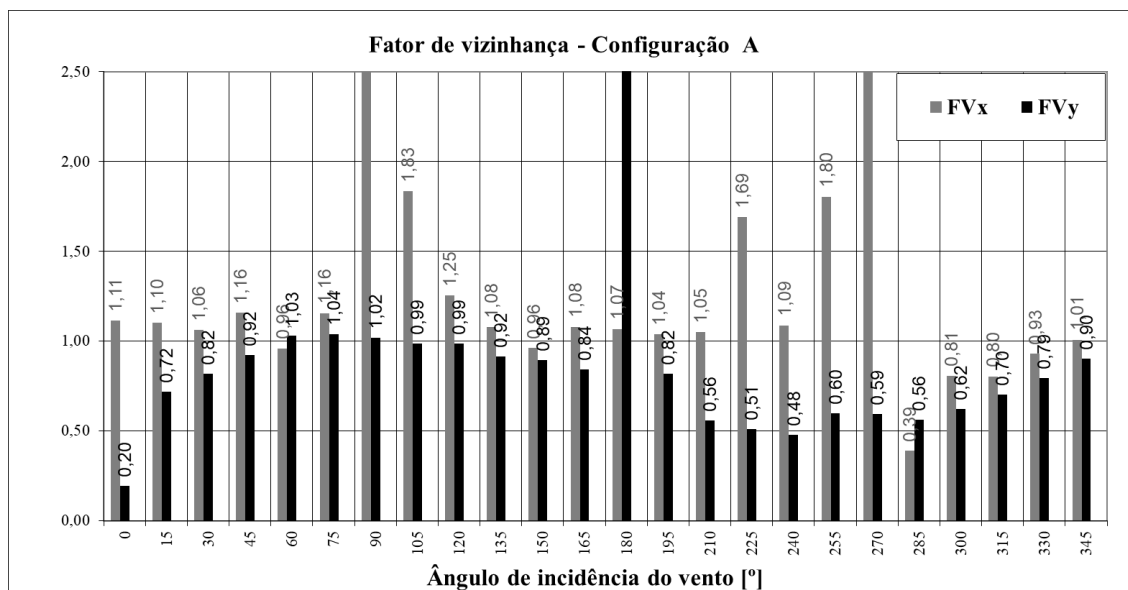
Por meio dos fatores de vizinhança (FV's) apresentados na Tabela 6, percebe-se que os esforços quase-estáticos foram influenciados pelas edificações vizinhas. Os valores maiores que 1 indicam que as edificações vizinhas estão majorando a força do vento, e, em contrapartida, se o valor for menor que 1, ocorre a redução da força do vento. Em relação ao eixo x, chama-se atenção aos seguintes ângulos de incidência: vento a 105° (oblíquo à fachada), FVx = 1,83 e majoração de 83%; vento a 225° (oblíquo à fachada), FVx = 1,69 e majoração de 69%; vento a 255° (oblíquo à fachada), FVx = 1,80 e majoração de 80%; vento a 285° (oblíquo à fachada), FVx = 0,39 e redução de 61%.

Tabela 6 - Coeficientes de força e fator de vizinhança na Configuração A

Ângulo	Cx (A.I)	Fx (A.I) [tf]	Cy (A.I)	Fy (A.I) [tf]	Cx (A.II)	Fx (A.II) [tf]	Cy (A.II)	Fy (A.II) [tf]	FVx	FVy
0°	0.74	65.88	0.04	25.69	0.82	73.35	0.01	5.02	1.11	0.20
15°	0.81	72.14	0.50	340.30	0.89	79.54	0.36	244.41	1.10	0.72
30°	0.82	72.83	0.93	639.79	0.87	77.31	0.76	524.51	1.06	0.82
45°	0.33	29.48	1.15	788.02	0.38	34.13	1.06	726.40	1.16	0.92
60°	0.30	26.53	1.24	849.40	0.29	25.46	1.27	876.46	0.96	1.03
75°	0.23	20.22	1.30	894.60	0.26	23.36	1.35	931.13	1.16	1.04
90°	0.01	0.88	1.33	916.26	0.20	17.61	1.36	935.15	20.05	1.02
105°	0.21	18.30	1.31	899.67	0.38	33.57	1.29	887.79	1.83	0.99
120°	0.26	23.03	1.22	838.86	0.32	28.88	1.20	827.06	1.25	0.99
135°	0.37	33.21	1.14	786.33	0.40	35.78	1.05	719.69	1.08	0.92
150°	0.77	68.87	0.87	595.82	0.74	66.21	0.78	533.16	0.96	0.89
165°	0.73	65.31	0.43	297.69	0.79	70.58	0.37	251.39	1.08	0.84
180°	0.68	60.71	0.01	4.37	0.73	64.86	0.02	11.93	1.07	2.73
195°	0.70	62.60	0.44	303.39	0.73	65.00	0.36	248.35	1.04	0.82
210°	0.70	62.75	0.88	605.52	0.74	65.87	0.49	337.94	1.05	0.56
225°	0.32	28.22	1.08	743.71	0.54	47.72	0.55	381.28	1.69	0.51
240°	0.20	17.55	1.16	799.18	0.21	19.07	0.56	381.92	1.09	0.48
255°	0.20	17.42	1.24	850.74	0.35	31.45	0.74	509.92	1.80	0.60
270°	0.02	1.79	1.26	868.60	0.24	21.41	0.75	516.41	11.98	0.59
285°	0.29	26.05	1.29	885.11	0.11	10.13	0.73	499.47	0.39	0.56
300°	0.27	23.89	1.22	836.43	0.22	19.31	0.76	520.20	0.81	0.62
315°	0.42	36.99	1.12	769.16	0.33	29.70	0.79	539.72	0.80	0.70
330°	0.82	72.84	0.87	596.53	0.76	67.73	0.69	473.37	0.93	0.79
345°	0.81	72.63	0.41	280.79	0.82	73.20	0.37	253.39	1.01	0.90

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 82 – Fator de vizinhança (FVx e Fvy) na Configuração A



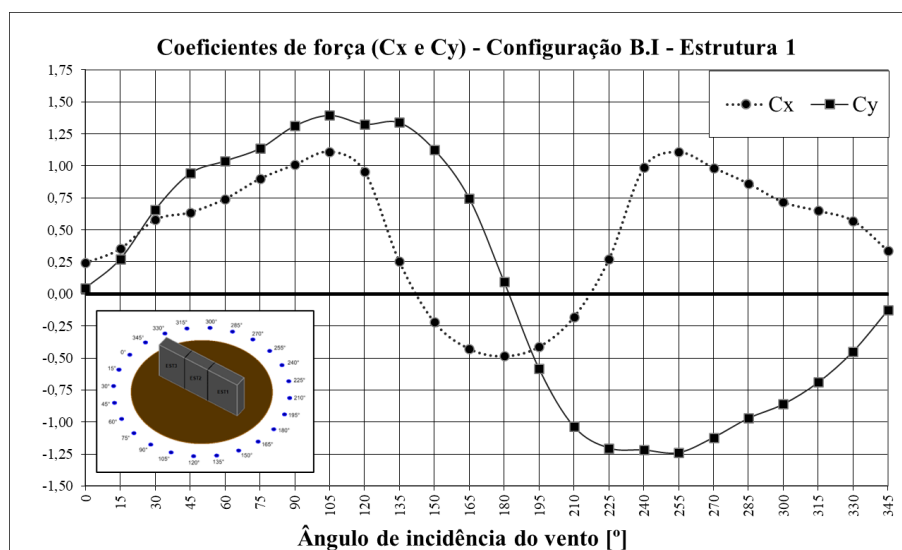
Fonte: Elaborada pelo autor.

Dessa forma, verifica-se que, para essa configuração, as edificações vizinhas tiveram maior influência nos valores de coeficientes na direção X para ventos oblíquos, conforme os valores apresentados na Tabela 6 e na Figura 82.

### 7.2.2 Configuração B – Estrutura 1

A Figura 83 ilustra a variação do coeficiente de força em relação aos eixos X e Y, em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento, para o modelo sem vizinhança e com juntas de dilatação, ou seja, sem barras de transferência de esforços e separação total entre as estruturas. Nota-se que o maior coeficiente de força tem seu valor máximo na direção Y, em módulo, para o ângulo de incidência de 105°, atingindo o valor de 1,40. Percebe-se que os resultados dos coeficientes de força na direção Y são simétricos, sendo que o valor máximo de sucção ocorre para o ângulo de 255° e atinge o valor de 1,24. O valor máximo na direção X, em módulo, ocorre para o ângulo de incidência de 105° e 255°, e ambos atingem o valor de 1,11.

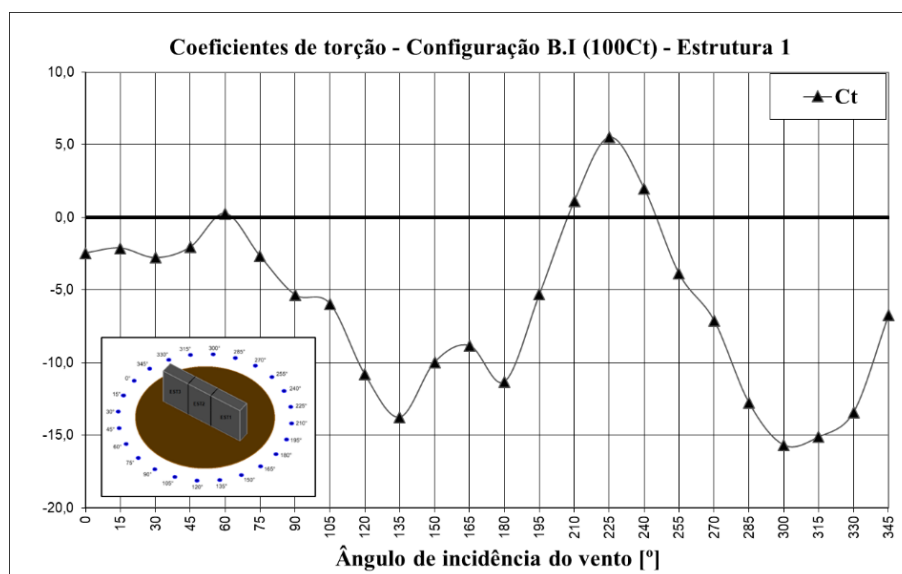
Figura 83 - Coeficiente de força  $C_x$  e  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

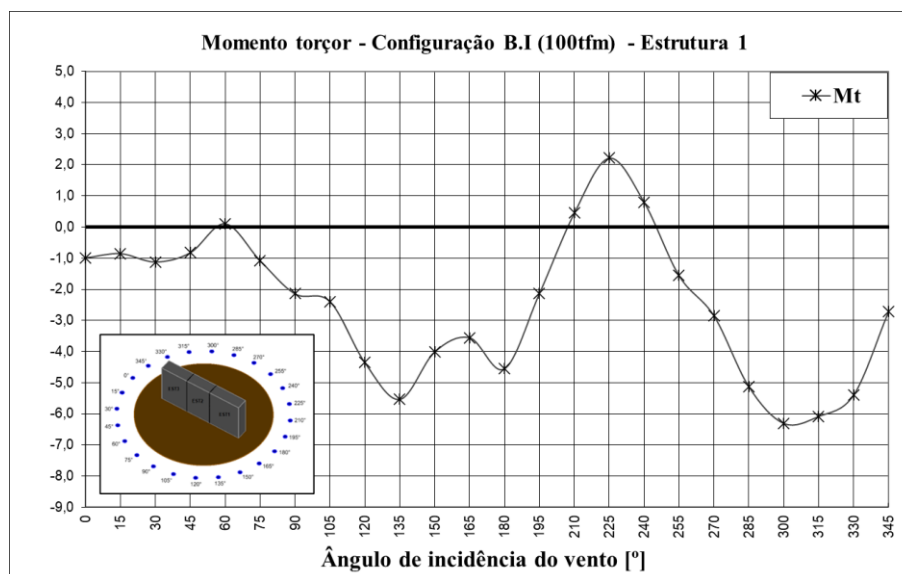
Na Figura 84, é possível observar o valor máximo do coeficiente de torção para o ângulo de incidência de  $300^\circ$ , bem como o momento torçor máximo ilustrado na Figura 85, que também ocorre para esse mesmo ângulo. Nota-se que os valores máximos de coeficiente de torção e de momento torçor ocorrem para ângulos oblíquos à fachada do edifício, sendo que os maiores valores, em módulo, são encontrados para os ângulos de  $135^\circ$ ,  $285^\circ$  e  $315^\circ$ .

Figura 84 - Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

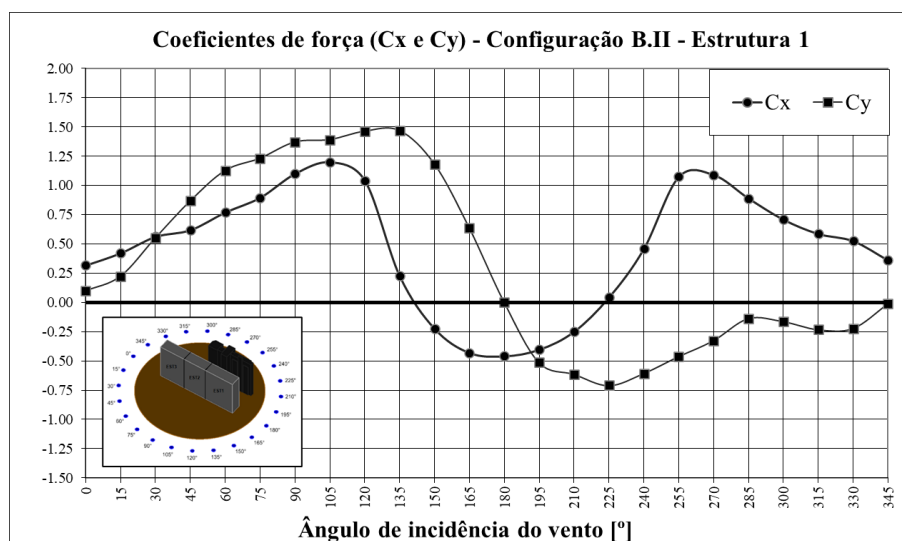
Figura 85 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

No que se trata da análise do modelo com vizinhança e com juntas de dilatação, ou seja, Configuração B.II, a Figura 86 ilustra a variação do coeficiente de força em relação aos eixos X e Y em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel de vento para a Estrutura 1. Nota-se que, com a presença de vizinhança, o maior valor do coeficiente de força, em módulo, também se refere à direção Y e atinge o valor de 1,47 para o ângulo de incidência de 135°. Quanto ao coeficiente de força na direção X, o maior valor em módulo é dado para o ângulo de incidência de 105° e atinge o valor de 1,20. Chama-se atenção para esse valor e para esse ângulo, pois, para a Estrutura 1, haverá sucção na face 4 do modelo do edifício, dado que a face 2 não é contabilizada, uma vez que ela contempla a Estrutura 3.

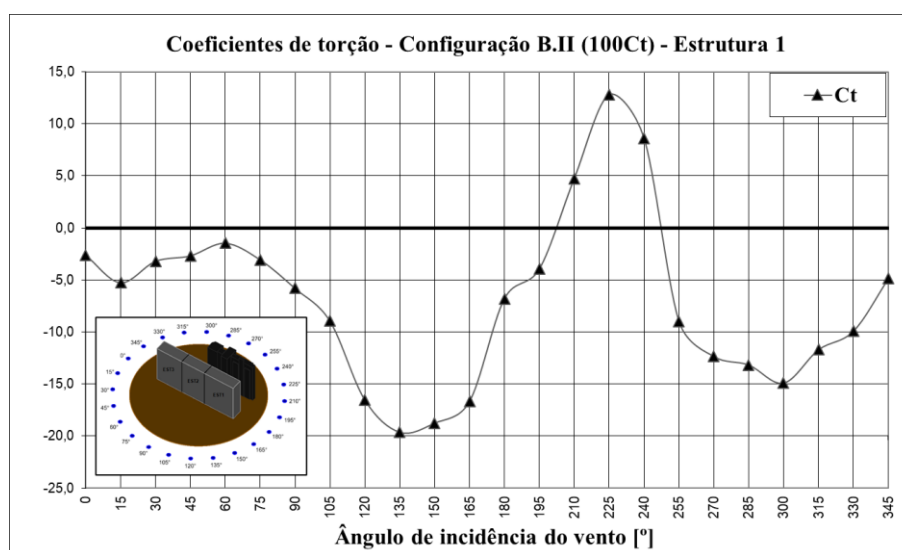
Figura 86 - Coeficiente de força  $C_x$  e  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

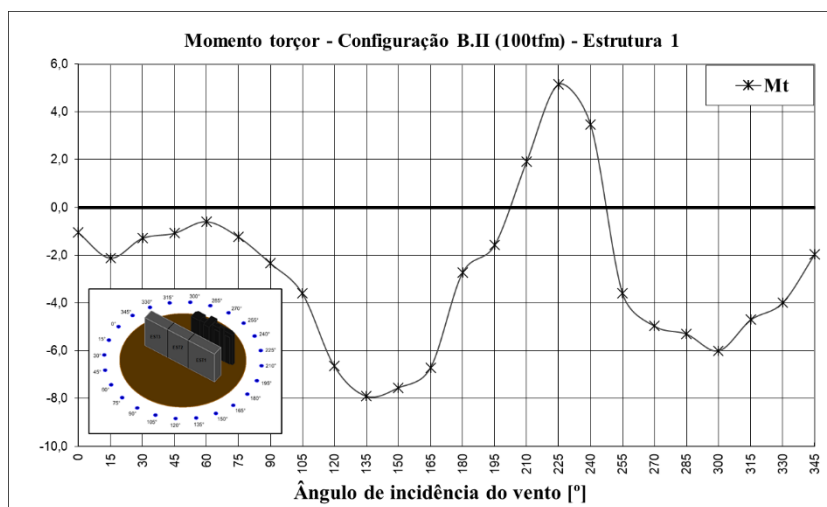
Os valores máximos de coeficiente de torção (ver Figura 87) e de momento torçor (ver Figura 88), em módulo, ocorrem para os ângulos de 135° e 225°. Observa-se que, nessa configuração, os menores valores de coeficiente de torção e de momento torçor, em módulo, foram verificados para os ângulos de 0°, de 60° e de 75°.

Figura 87 - Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento



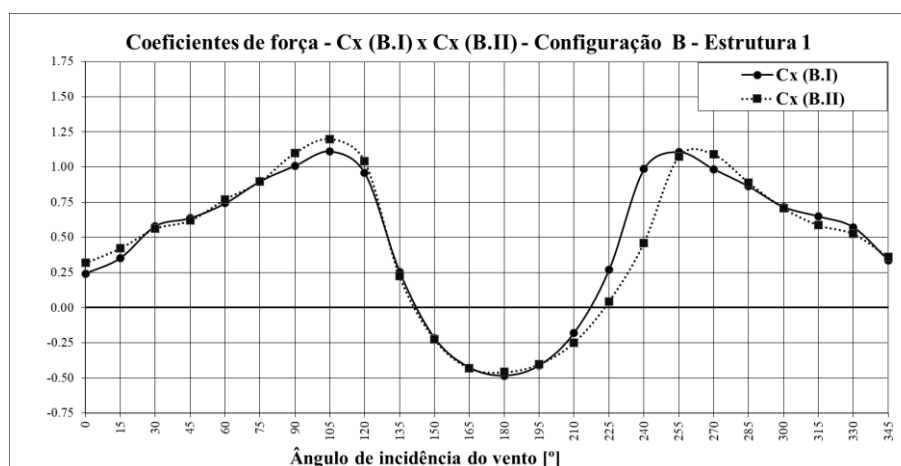
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 88 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 89, ilustra-se uma comparação da variação dos coeficientes de força em X entre a Configuração B.I e a Configuração B. II. Nota-se que os coeficientes de força  $C_x$  variam pouco na configuração B, pois verifica-se que o escoamento do vento nessa direção não possui obstáculos. Portanto, a maior variação de  $C_x$  ocorre para o ângulo de  $240^\circ$ .

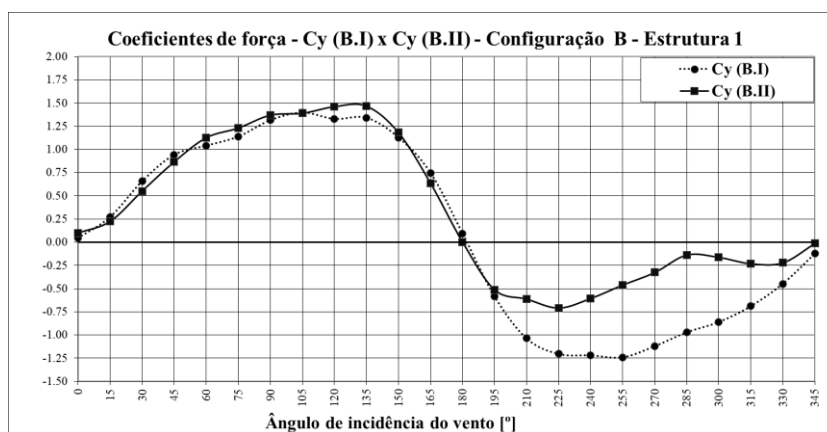
Figura 89 - Coeficientes de força  $C_x$  (B.I) e  $C_x$  (B.II) para a Configuração B

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 90, observa-se uma diferença significativa entre os coeficientes de força na direção Y, sendo que, para o ângulo de incidência de  $285^\circ$ , o valor do coeficiente se aproxima de zero e atinge o valor de 0,14 em módulo. Ao comparar o modelo isolado ao modelo com vizinhança, as maiores diferenças entre os coeficientes para a direção em questão são verificadas para os

ângulos de 270° e de 285°. Para o ângulo de 105°, o valor de  $C_y$  para o modelo isolado e com vizinhança são praticamente equivalentes, atingindo os valores de 1,40 e 1,39, respectivamente.

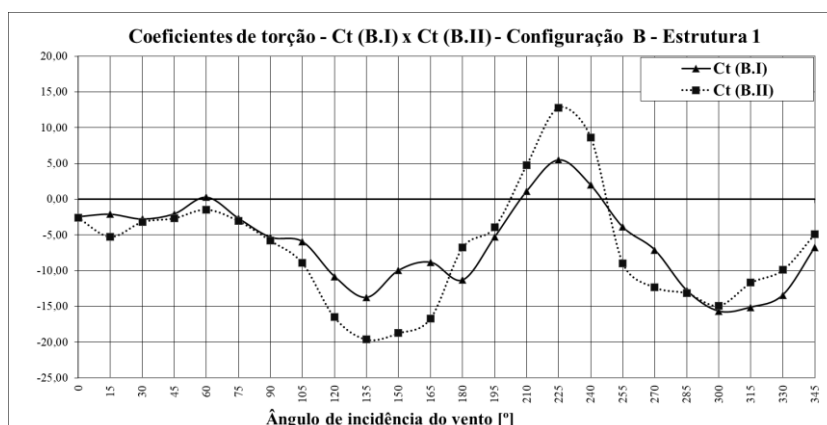
Figura 90 - Coeficientes de força  $C_y$  (B.I) e  $C_y$  (B.II) para a Configuração B



Fonte: Elaborada pelo autor.

Ao comparar-se a Configuração B.I com a Configuração B.II, verifica-se, por meio da Figura 91, que as maiores diferenças entre os coeficientes de torção ( $C_t$ ) ocorrem para os ângulos 150° e 225°. Da mesma forma que para a Configuração A, percebe-se que essa diferença entre os valores de torção está atrelada à presença das edificações vizinhas, visto que elas estão posicionadas paralelamente à face 1 do edifício analisado nesta pesquisa.

Figura 91 - Coeficientes de torção  $C_t$  (B.I) e  $C_t$  (B.II) para a Configuração B – Estrutura 1



Fonte: Elaborada pelo autor.

Um resumo dos coeficientes de força que foram apresentados nos gráficos anteriores e relativos à Configuração B é apresentado na Tabela 7. Na mesma tabela, são apresentados os valores dos esforços cortantes na base da estrutura, em relação aos eixos x e y, com o intuito comparar a

variação dos valores obtidos para cada configuração analisada, ou seja, isolada e com a presença de vizinhança. Ademais, é apresentado o fator de vizinhança em relação ao eixo x e y (FVx e FVy), conforme ilustrado na Figura 92, calculados para os 24 ângulos de incidência ensaiados no túnel de vento. Ressalta-se que os valores em vermelho da Tabela 7 representam valores negativos.

A partir dos fatores de vizinhança (FV's) apresentados na Tabela 7, percebe-se que a presença das edificações vizinhas influenciou nos resultados dos esforços quasi-estáticos devidos à ação do vento. Os valores maiores que 1 indicam que as edificações vizinhas estão majorando a força do vento. Em contrapartida, se o valor for menor que 1, ocorre a redução da força do vento. Chama-se atenção aos seguintes ângulos de incidência: vento a 180° (frontal à fachada), FVy = 0,02 e redução de 98%; vento a 345° (oblíquo à fachada), FVy = 0,10 e redução de 90%; vento a 0° (frontal à fachada), FVy = 2,19 e majoração de 219%.

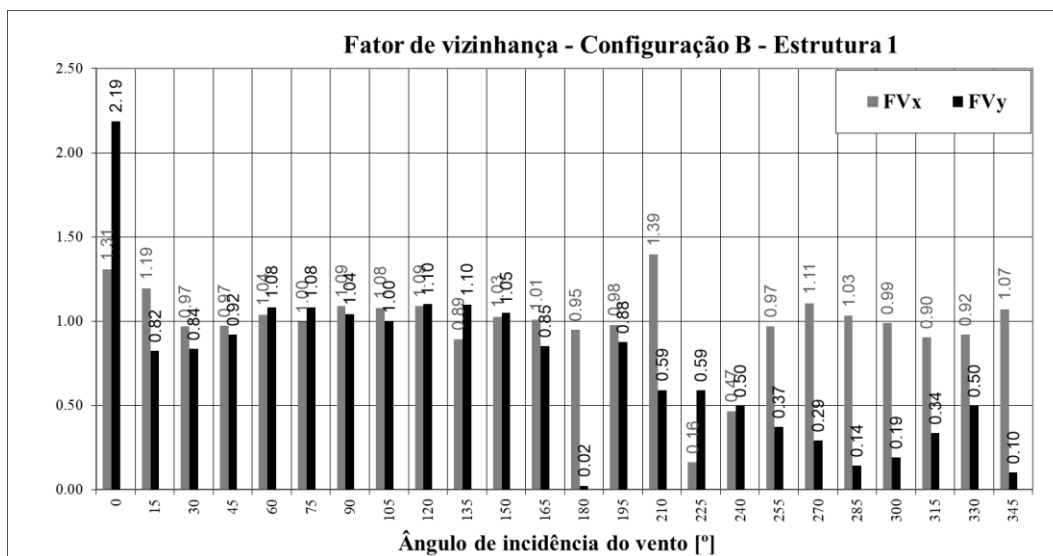
Tabela 7 - Coeficientes de força e fator de vizinhança para a Configuração B - Estrutura 1

Ângulo	Cx (B.I)	Fx (B.I) [tf]	Cy (B.I)	Fy (B.I) [tf]	Cx (B.II)	Fx (B.II) [tf]	Cy (B.II)	Fy (B.II) [tf]	FVx	FVy
0°	0.24	21.65	0.05	12.42	0.32	29.85	0.10	28.68	1.31	2.19
15°	0.35	31.54	0.27	74.36	0.42	39.70	0.22	64.50	1.19	0.82
30°	0.58	51.76	0.66	179.56	0.56	52.85	0.55	158.44	0.97	0.84
45°	0.64	56.83	0.94	256.76	0.62	58.25	0.87	249.18	0.97	0.92
60°	0.74	66.19	1.04	283.36	0.77	72.44	1.13	323.87	1.04	1.08
75°	0.90	80.18	1.14	309.81	0.90	84.23	1.23	353.98	1.00	1.08
90°	1.01	90.02	1.31	358.06	1.10	103.47	1.37	393.89	1.09	1.04
105°	1.11	99.15	1.40	380.45	1.20	112.85	1.39	399.72	1.08	1.00
120°	0.96	85.29	1.33	361.55	1.04	98.03	1.46	420.27	1.09	1.10
135°	0.25	22.57	1.34	364.95	0.23	21.27	1.47	422.02	0.89	1.10
150°	0.22	19.41	1.13	307.29	0.22	21.02	1.18	340.03	1.03	1.05
165°	0.43	38.03	0.75	203.71	0.43	40.44	0.64	183.25	1.01	0.85
180°	0.48	43.12	0.09	25.79	0.46	43.08	0.00	0.65	0.95	0.02
195°	0.41	36.63	0.58	159.24	0.40	37.83	0.51	147.33	0.98	0.88
210°	0.18	15.85	1.04	282.45	0.25	23.33	0.61	176.20	1.39	0.59
225°	0.27	24.11	1.20	327.98	0.04	4.11	0.71	204.02	0.16	0.59
240°	0.99	87.99	1.22	332.15	0.46	43.22	0.61	174.31	0.47	0.50
255°	1.11	98.81	1.24	337.80	1.07	101.00	0.46	132.76	0.97	0.37
270°	0.99	87.83	1.12	305.34	1.09	102.54	0.33	93.81	1.11	0.29
285°	0.86	76.90	0.97	264.50	0.89	83.72	0.14	39.56	1.03	0.14
300°	0.72	63.91	0.86	234.47	0.71	66.66	0.16	46.94	0.99	0.19
315°	0.65	57.93	0.69	188.00	0.59	55.19	0.23	66.82	0.90	0.34
330°	0.57	50.97	0.45	122.01	0.53	49.40	0.22	63.85	0.92	0.50
345°	0.34	30.05	0.12	33.80	0.36	33.95	0.01	3.61	1.07	0.10

Fonte: Elaborada pelo autor.



Figura 92 - Fator de vizinhança (FVx e FVy) para a Configuração B – Estrutura 1

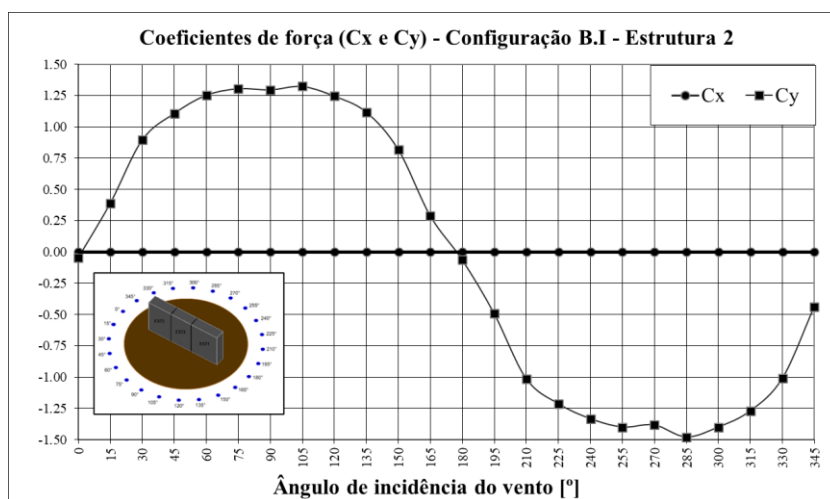


Fonte: Elaborada pelo autor.

Para a Configuração B e para a Estrutura 1, percebe-se que os valores mais preponderantes ocorrem para o Vento a 0° e 180° (frontal) e para os ventos oblíquos (180°, 285° e 345°), conforme os valores apresentados na Tabela 7 e na Figura 92.

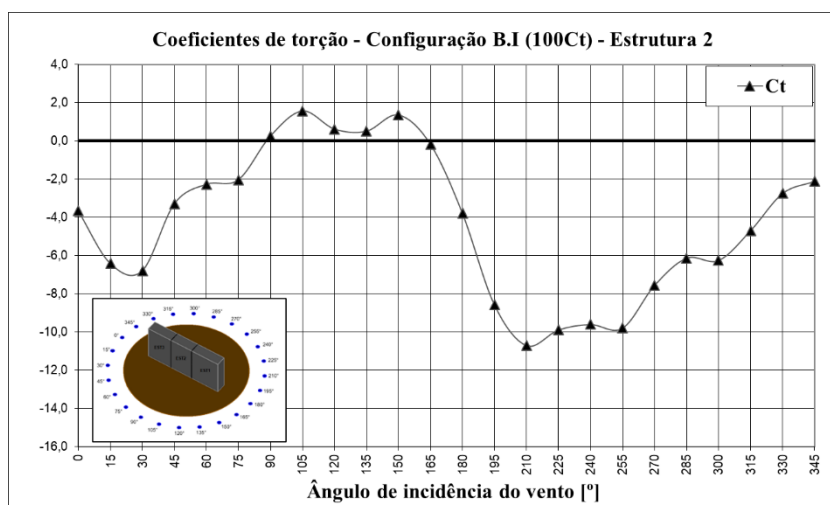
### 7.2.3 Configuração B – Estrutura 2

A Figura 93 ilustra a variação do coeficiente de força em relação ao eixo Y, para o modelo sem vizinhança, sem barras de transferência de esforços, ou seja, separação total entre a Estrutura 1 e a Estrutura 3. Novamente, nota-se que o maior coeficiente de força tem seu valor máximo na direção Y, em módulo, para os ângulos de incidência de 105° e 285°, atingindo o valor de 1,32 e de 1,48, respectivamente. Percebe-se que os resultados dos coeficientes de força na direção Y são simétricos e que a Estrutura 2 não recebe incidência do vento na direção X. Desse modo, apenas a face 1 e a face 3 recebem incidência do vento para os 24 ângulos ensaiados no túnel.

Figura 93 - Coeficiente de força  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento

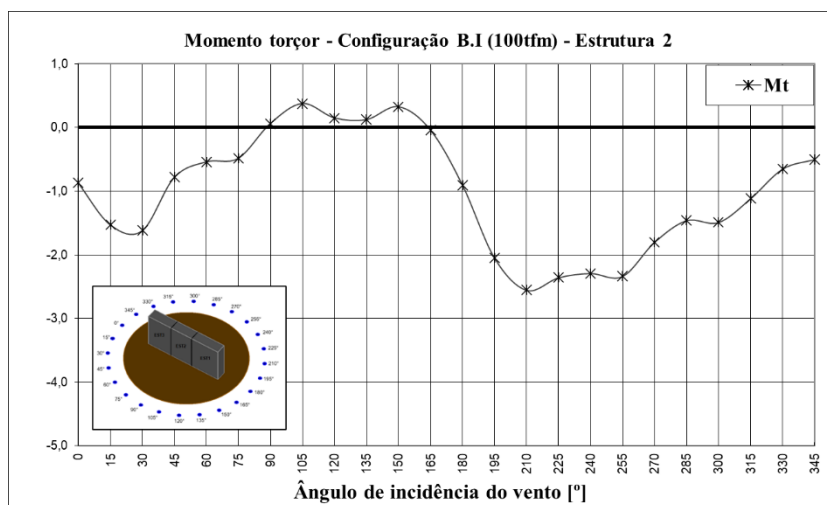
Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 94, é visível o valor máximo do coeficiente de torção para o ângulo de incidência de  $210^\circ$ , bem como o momento torçor máximo ilustrado na Figura 95, que também ocorre para esse mesmo ângulo. Os valores máximos de coeficiente de torção e de momento torçor (ver Figura 95) ocorrem para ângulos oblíquos à fachada do edifício. Os maiores valores, em módulo, são verificados para os ângulos de  $210^\circ$ , de  $225^\circ$ , de  $240^\circ$  e de  $255^\circ$ . Nota-se que, para os ângulos de  $0^\circ$  e de  $180^\circ$ , os valores de  $C_t$  são próximos. Em contrapartida, o coeficiente de torção do ângulo de  $270^\circ$  é aproximadamente trinta vezes maior que o ângulo de  $90^\circ$ .

Figura 94 - Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento

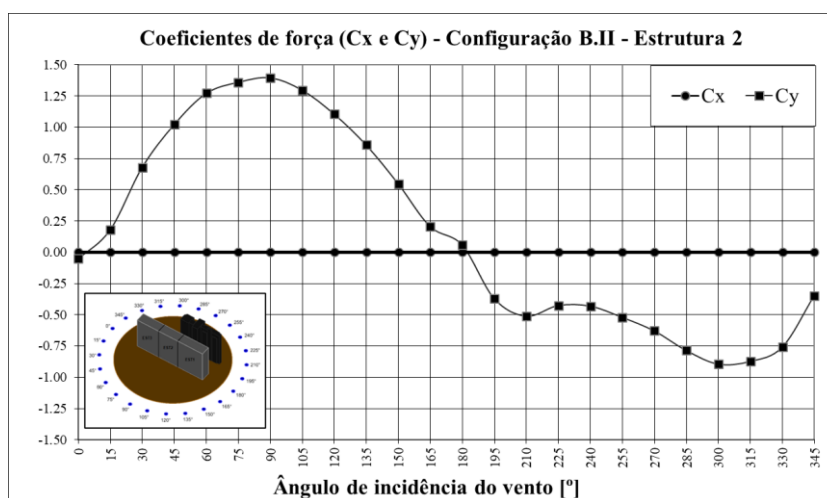
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 95 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

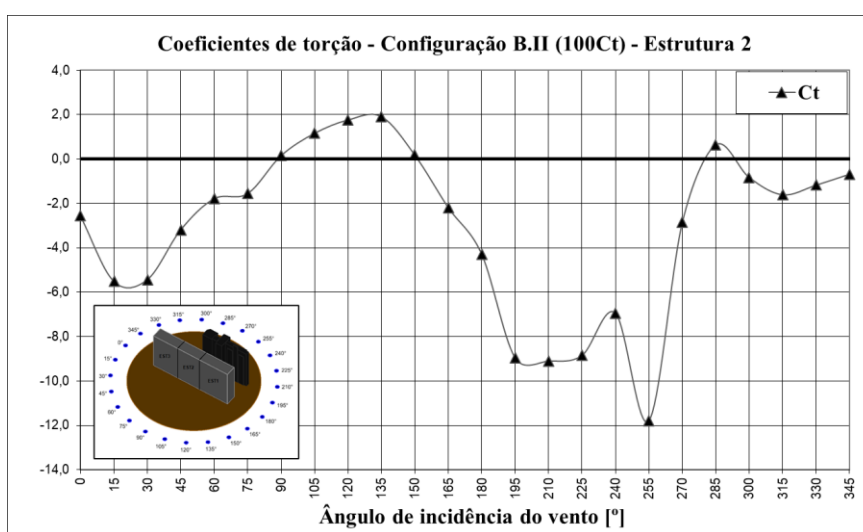
Ao analisar os coeficientes de pressão na Estrutura 2 com a presença de vizinhança, verifica-se, por meio da Figura 96, a variação do coeficiente de força em relação ao eixo Y. Nota-se que, com a presença de vizinhança, o maior valor do coeficiente de força, em módulo, atinge o valor de 1,40 para o ângulo de incidência de 90°. O maior valor de  $C_y$  à sucção é encontrado para o ângulo oblíquo de 300°, resultando em um valor de 0,89. Novamente, percebe-se que a Estrutura 2 não recebe incidência do vento na direção X, situação análoga ao caso em que a Estrutura 2 foi ensaiada sem vizinhança.

Figura 96 - Coeficiente de força  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento

Fonte: Elaborada pelo autor.

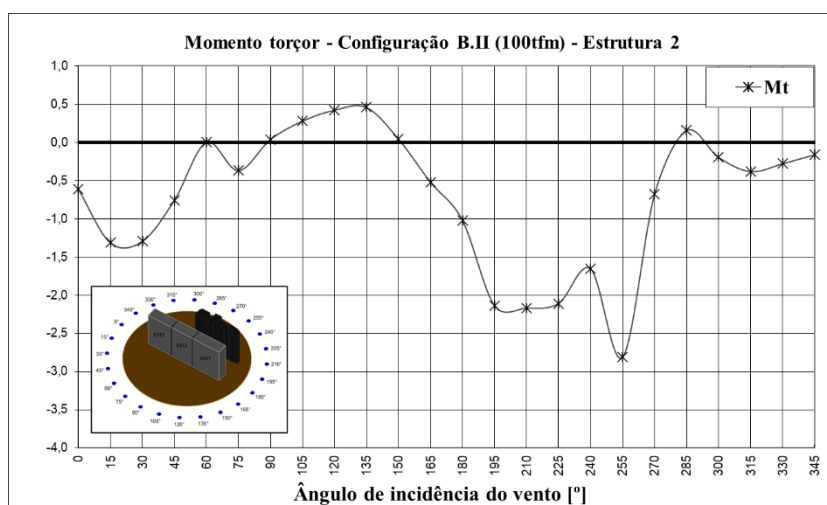
Na Figura 97, é possível observar o valor máximo do coeficiente de torção para o ângulo de incidência de  $255^\circ$ , bem como o momento torçor máximo ilustrado na Figura 98, que também ocorre para esse mesmo ângulo. Os valores máximos de coeficiente de torção e de momento torçor ocorrem para ângulos oblíquos à fachada do edifício, sendo que os maiores valores, em módulo, são verificados para os ângulos de  $195^\circ$ , de  $210^\circ$ , de  $225^\circ$  e de  $255^\circ$ , conforme supracitado. Nota-se que os menores valores de  $C_t$  são encontrados para os ângulos de  $90^\circ$  e de  $150^\circ$ .

Figura 97 - Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

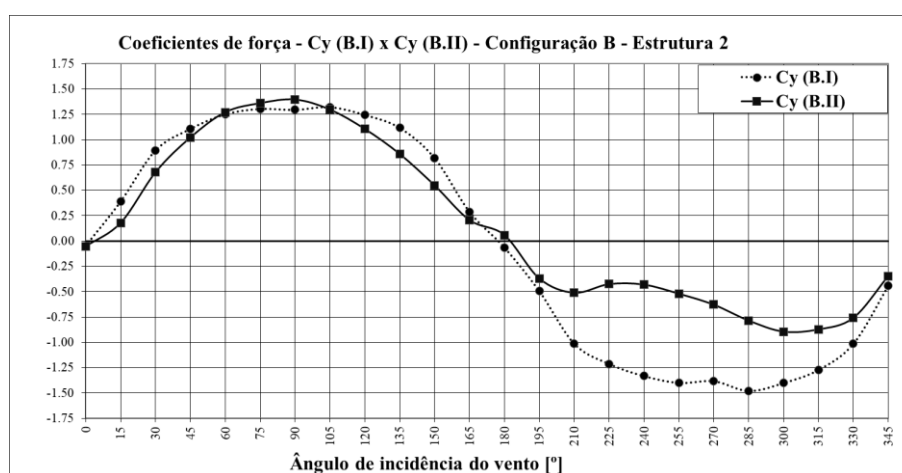
Figura 98 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

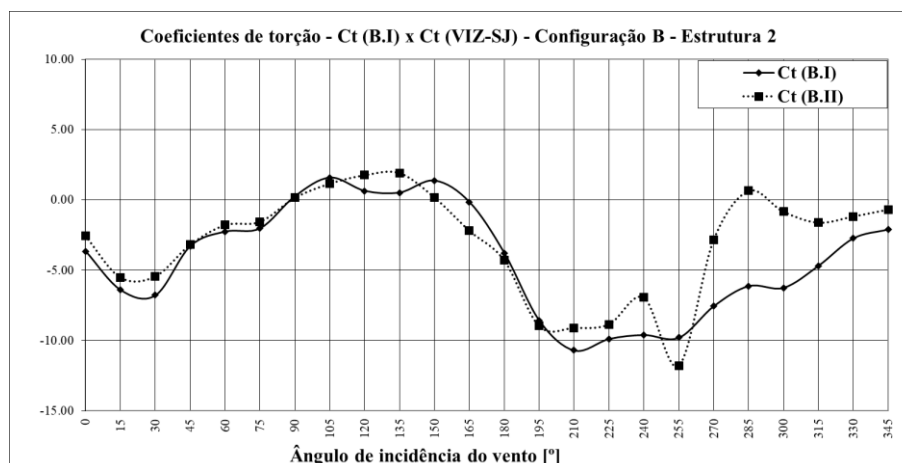
Conforme ilustrado na Figura 99, observa-se uma diferença significativa entre os coeficientes de força na direção Y, sendo que, para o ângulo de incidência de 90°, o valor do coeficiente com vizinhança é minimamente superior ao do modelo isolado, atingindo o valor de 1,40. As maiores diferenças entre os coeficientes para a direção em questão, ao comparar a Configuração B.I à Configuração B.II, são verificadas para os ângulos de 210°, de 225°, de 240°, de 255°, de 270°, de 285° e de 300°. Para os ângulos de 0° e de 180°, o valor de  $C_y$  para o modelo isolado e com vizinhança são praticamente equivalentes, atingindo o valor na ordem de 0,03 e de 0,06, respectivamente.

Figura 99 - Coeficientes de força  $C_y$  (B.I) e  $C_y$  (B.II) para a Configuração B e EST2



Fonte: Elaborada pelo autor.

Ao comparar-se a Configuração B.I à Configuração B.II, compreende-se, a partir da Figura 100, que as maiores diferenças entre os coeficientes de torção ( $C_t$ ) ocorrem para os ângulos entre 270° e 315°. De maneira análoga às configurações anteriormente analisadas, percebe-se que essa diferença entre os valores de torção está atrelada à presença da vizinhança, visto que os modelos mudos utilizados no ensaio estão posicionados paralelamente à face 1 do edifício instrumentado.

Figura 100 - Coeficientes de torção  $C_t$  (B.I) e  $C_t$  (B.II) para a Configuração B e Estrutura 2

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Tabela 8, é apresentado um resumo dos coeficientes de força relativos à Configuração B e à Estrutura 2. Na mesma tabela, são apresentados os valores dos esforços cortantes na base da estrutura em relação ao eixo  $y$ , com o intuito comparar a variação dos valores obtidos a configuração isolada e com a presença de vizinhança. Além disso, apresenta-se o fator de vizinhança em relação ao eixo  $y$  ( $FV_y$ ), conforme ilustrado na Figura 101, calculados para os 24 ângulos de incidência ensaiados no túnel de vento. Os valores em vermelho na Tabela 8 representam valores negativos.

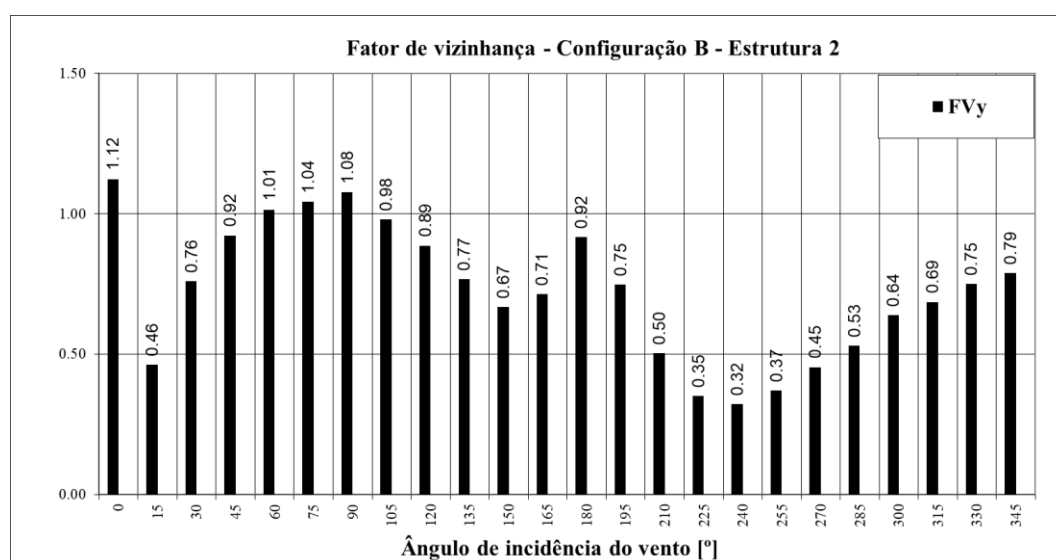
Ao analisar os valores de fatores de vizinhança fornecidos na Tabela 8, a influência das edificações vizinhas nos esforços quasi-estáticos devidos à ação do vento é perceptível. Os valores maiores que 1 indicam que as edificações vizinhas estão majorando a força do vento, e, em contrapartida, se o valor for menor que 1, ocorre a redução da força do vento. Nota-se majoração e redução dos esforços para os seguintes ângulos de incidência: vento a  $15^\circ$  (oblíquo à fachada),  $FV_y = 0,46$  e redução de 54%; vento a  $210^\circ$  (oblíquo à fachada),  $FV_y = 0,50$  e redução de 50%; vento a  $225^\circ$  (oblíquo à fachada),  $FV_y = 0,35$  e redução de 65%; vento a  $240^\circ$  (oblíquo à fachada),  $FV_y = 0,32$  e redução de 68%; vento a  $255^\circ$  (oblíquo à fachada),  $FV_y = 0,37$  e redução de 63%; vento a  $270^\circ$  (frontal à fachada),  $FV_y = 0,45$  e redução de 55%; vento a  $285^\circ$  (oblíquo à fachada),  $FV_y = 0,53$  e redução de 47%.

Tabela 8 - Coeficientes de força e fator de vizinhança para a Configuração B - Estrutura 2

Ângulo	Cx (B.I)	Fx (B.I) [tf]	Cy (B.I)	Fy (B.I) [tf]	Cx (B.II)	Fx (B.II) [tf]	Cy (B.II)	Fy (B.II) [tf]	FVx	FVy
0°	-	-	0.05	7.59	-	-	0.05	8.52	-	1.12
15°	-	-	0.39	62.79	-	-	0.18	29.08	-	0.46
30°	-	-	0.89	144.48	-	-	0.68	109.75	-	0.76
45°	-	-	1.11	178.86	-	-	1.02	165.13	-	0.92
60°	-	-	1.25	202.30	-	-	1.27	205.32	-	1.01
75°	-	-	1.31	210.79	-	-	1.36	219.65	-	1.04
90°	-	-	1.30	209.33	-	-	1.40	225.40	-	1.08
105°	-	-	1.32	213.70	-	-	1.30	209.45	-	0.98
120°	-	-	1.25	201.25	-	-	1.11	178.45	-	0.89
135°	-	-	1.12	180.62	-	-	0.86	138.59	-	0.77
150°	-	-	0.82	132.37	-	-	0.55	88.51	-	0.67
165°	-	-	0.29	46.73	-	-	0.21	33.32	-	0.71
180°	-	-	0.06	10.24	-	-	0.06	9.39	-	0.92
195°	-	-	0.49	79.77	-	-	0.37	59.71	-	0.75
210°	-	-	1.01	163.65	-	-	0.51	82.42	-	0.50
225°	-	-	1.21	195.87	-	-	0.43	68.69	-	0.35
240°	-	-	1.33	215.22	-	-	0.43	69.50	-	0.32
255°	-	-	1.40	226.12	-	-	0.52	84.01	-	0.37
270°	-	-	1.38	223.42	-	-	0.63	101.45	-	0.45
285°	-	-	1.48	238.95	-	-	0.78	126.77	-	0.53
300°	-	-	1.40	226.18	-	-	0.89	144.40	-	0.64
315°	-	-	1.27	205.32	-	-	0.87	140.89	-	0.69
330°	-	-	1.01	163.45	-	-	0.76	122.55	-	0.75
345°	-	-	0.44	71.08	-	-	0.35	56.08	-	0.79

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 101 - Fator de vizinhança (FVx e Fvy) para a Configuração B – Estrutura 2



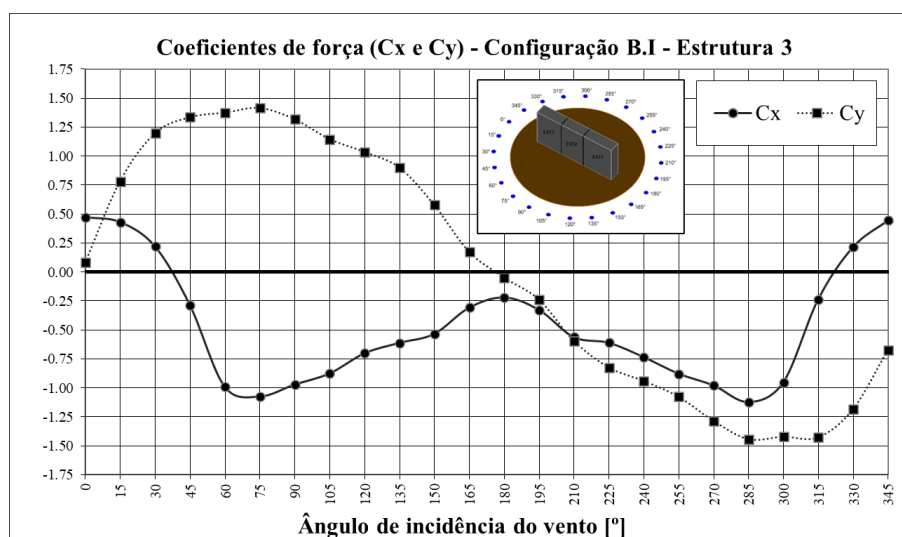
Fonte: Elaborada pelo autor.

Para a Configuração B e para a Estrutura 2, percebe-se que os valores mais preponderantes ocorrem para o Vento a 0° e a 90° (frontal à fachada) e, para os ventos oblíquos (60°, 75° e 105°), conforme os valores apresentados na Tabela 7 e na Figura 92.

### 7.2.4 Configuração B – Estrutura 3

A Figura 102 ilustra a variação do coeficiente de força em relação aos eixos X e Y, em função da incidência do vento em torno do modelo ensaiado no túnel, para o modelo sem vizinhança e sem barras de transferência de esforços, ou seja, separação total entre as estruturas. Percebe-se que o maior valor de coeficiente de força ocorre na direção Y, em módulo, para o ângulo de incidência de 285°, atingindo o valor de 1,44. Percebe-se que os resultados dos coeficientes de força na direção X e Y são quase simétricos, sendo que o valor máximo de sobrepressão ocorre para o ângulo de 75°, atingindo o valor 1,41. Os valores máximos na direção X, em módulo, ocorrem para os ângulos de incidência de 75° e 285°, ambos atingindo o valor de 1,08 e 1,12.

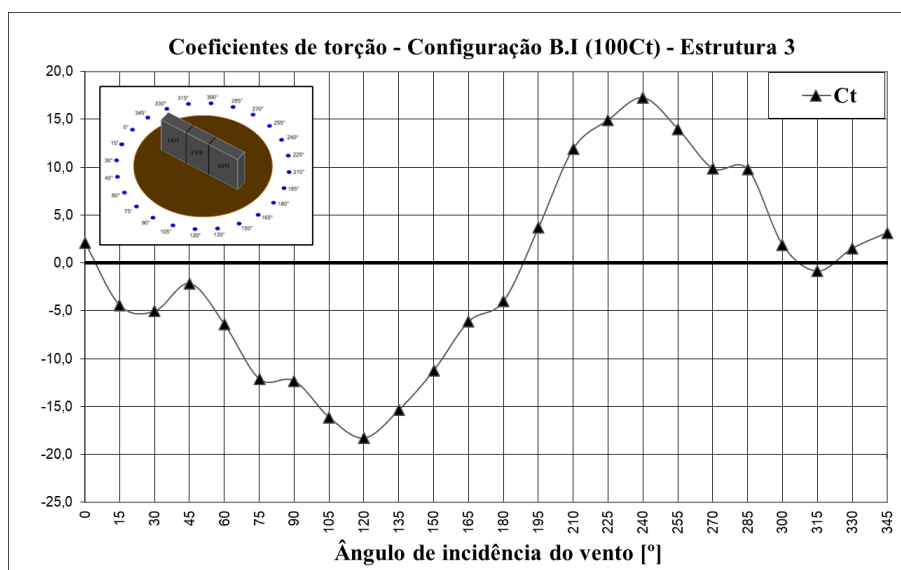
Figura 102 - Coeficiente de força  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

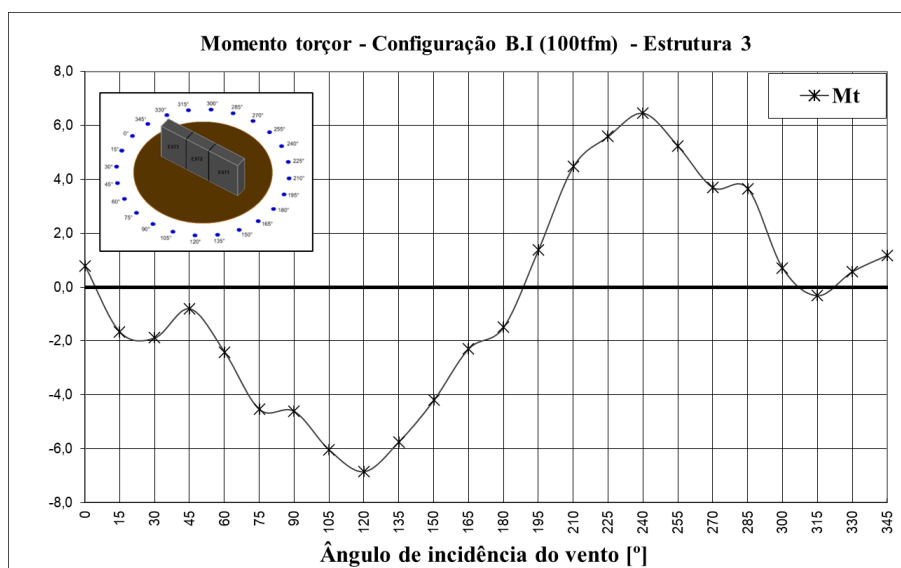
Ao visualizar a Figura 103, observa-se os valores máximos dos coeficientes de torção para os ângulos de incidência de 120° e de 240°, bem como o momento torçor máximo ilustrado na Figura 104, que também ocorre para esses mesmos ângulos. Nota-se que o gráfico apresentado na Figura 103 e na Figura 104 é quase simétrico. Constata-se que, para os ângulos de 45° e de 315°, os valores de  $C_t$ , em módulo, são próximos. O mesmo comportamento é verificado para os ângulos de 90° e de 270°.



Figura 103 - Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 104 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento

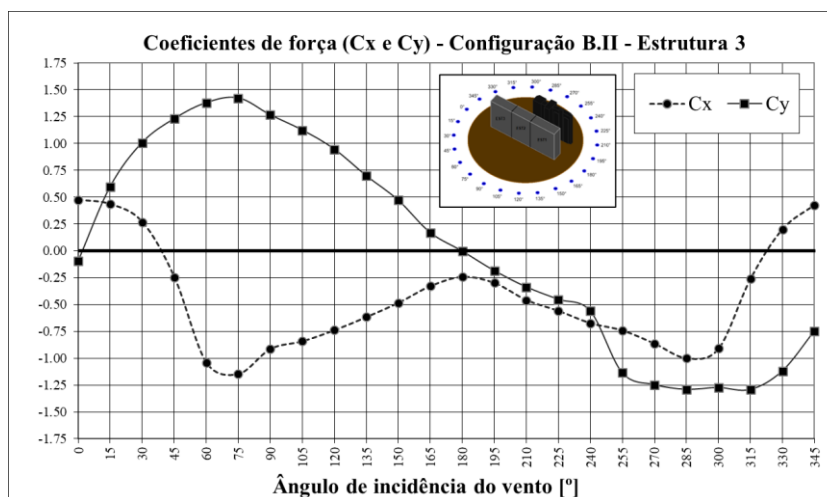


Fonte: Elaborada pelo autor.

Ao analisar o modelo com vizinhança, isto é, Configuração B.II, a Figura 105 apresenta a variação de  $C_x$  e  $C_y$  para a Estrutura 3. Verifica-se que, com a presença de vizinhança, o maior valor do coeficiente de força, em módulo, se refere à direção Y, atingindo o valor de 1,42 para o ângulo de incidência de  $75^\circ$ . O maior valor de coeficiente de força na direção X, em módulo, é verificado para o ângulo de incidência de  $75^\circ$ , atingindo o valor de 1,15. Verifica-se que o

maior valor de coeficiente de sobrepressão na direção X é dado para o ângulo de  $0^\circ$ , conforme esperado, em relação à convenção adotada.

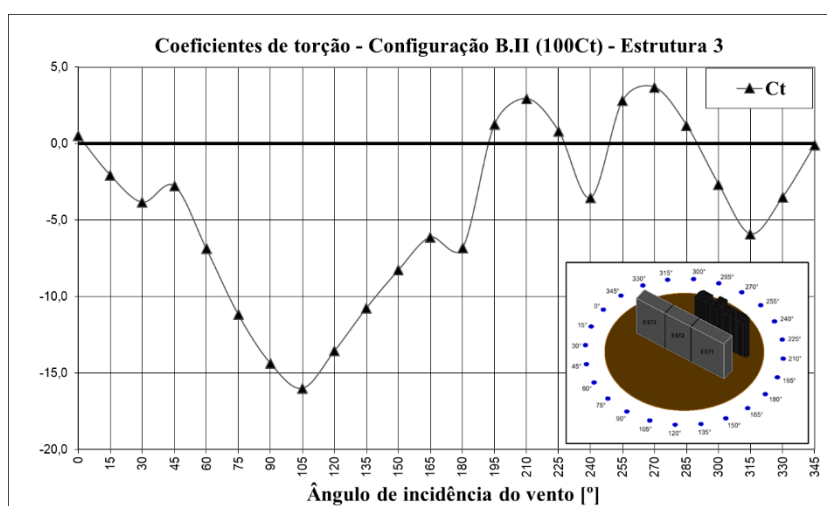
Figura 105 - Coeficiente de força  $C_x$  e  $C_y$  em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

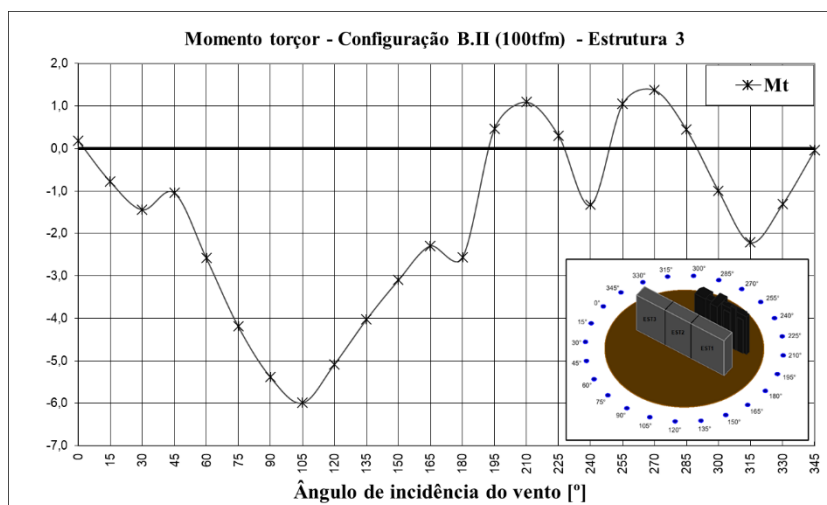
De acordo com a Figura 106 e com a Figura 107, o valor máximo de coeficiente de torção e de momento torçor, em módulo, ocorre para o ângulo de  $105^\circ$ . Nessa mesma configuração, os menores valores de coeficiente de torção e momento torçor, em módulo, foram verificados para os ângulos de  $0^\circ$ , de  $15^\circ$ , de  $30^\circ$  e de  $45^\circ$ .

Figura 106 - Coeficiente de torção  $C_t$  em função do ângulo de incidência do vento



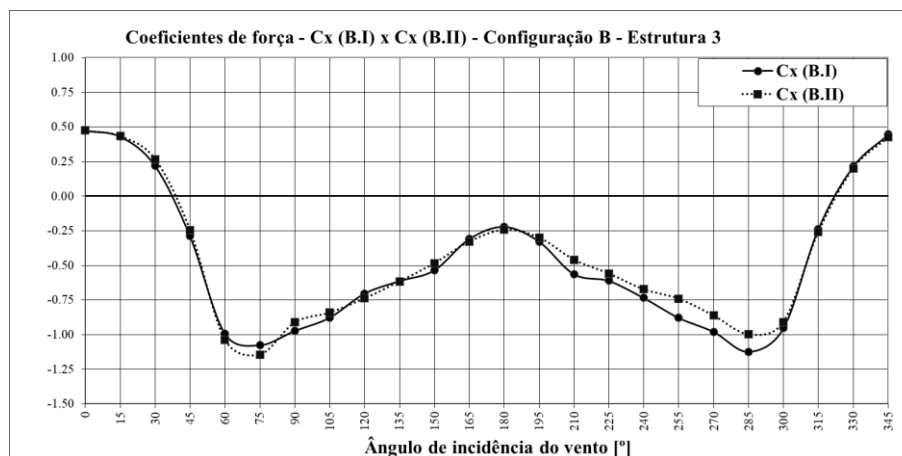
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 107 - Momento torçor em função do ângulo de incidência do vento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 108, constata-se a comparação de variação dos coeficientes de força em X, entre a Configuração B.I e Configuração B.II. Nota-se que os coeficientes de força  $C_x$  variam pouco na configuração B, pois verifica-se que o escoamento do vento na respectiva direção não possui obstáculos e, portanto, a maior variação de  $C_x$  ocorre para os ângulos entre 210 e 285°.

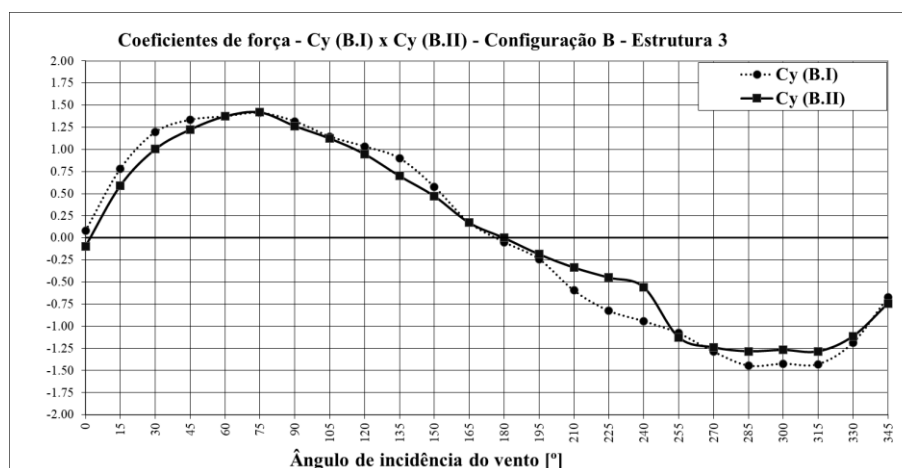
Figura 108 - Coeficientes de força  $C_x$  (B.I) e  $C_x$  (B.II) para a Configuração B

Fonte: Elaborada pelo autor.

Mediante a Figura 109, é possível deduzir que as maiores diferenças entre os coeficientes de força na direção Y são verificadas para os ângulos de 210°, de 225° e de 240°, com o modelo isolado resultando em coeficientes com percentuais superiores aproximados de 78%, de 84% e de 69% em relação ao modelo com vizinhança. Já para os ângulos de 0°, 15°, 30°, 45°, 135°, 285°, 300° e 315°, constata-se que há menor diferença entre os valores de coeficientes, sendo

que a maior diferença é verificada para o ângulo de 15°, haja vista o  $C_y$  para o modelo isolado é 31% maior que do modelo com vizinhança.

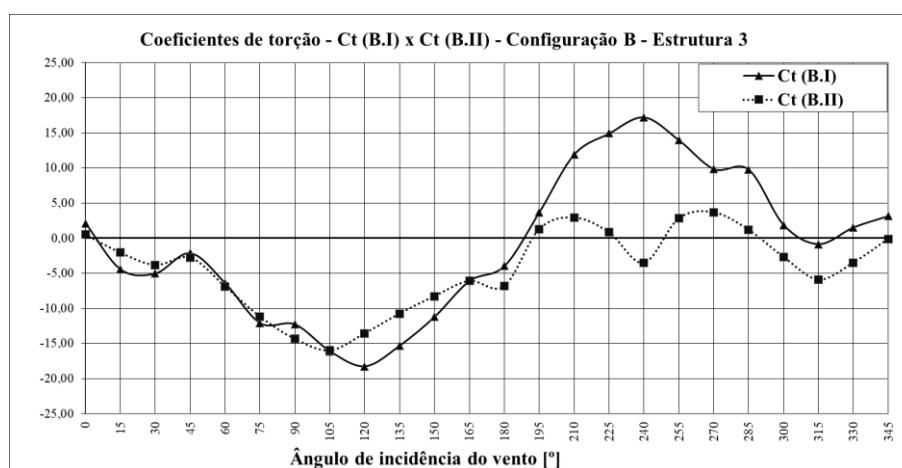
Figura 109 - Coeficientes de força  $C_y$  (B.I) e  $C_y$  (B.II) para a Configuração B



Fonte: Elaborada pelo autor.

Após realizar a comparação entre a Configuração B.I e a Configuração B.II, verifica-se, por meio da Figura 110, que as maiores diferenças entre os coeficientes de torção ( $C_t$ ) ocorrem para faixa de ângulos entre 60° e 180° e entre 210° e 285°. Para o ângulo de incidência do vento de 240°, o valor do coeficiente de torção para a Configuração B.I é aproximadamente 677% maior quando comparado à Configuração B.II.

Figura 110 - Coeficientes de torção  $C_t$  (B.I) e  $C_t$  (B.II) para a Configuração B – EST 3



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Tabela 9, apresenta-se um resumo dos coeficientes de força exibidos nos gráficos anteriores relativos à Configuração B. Na mesma tabela, são expostos os valores dos esforços cortantes

na base da estrutura, em relação aos eixos x e y, com o intuito comparar a variação dos valores obtidos para cada configuração analisada, ou seja, isolada e com a presença de vizinhança. Também é apresentado o fator de vizinhança em relação ao eixo x e y (FV<sub>x</sub> e FV<sub>y</sub>), conforme ilustrado na Figura 111, calculados para os 24 ângulos de incidência ensaiados no túnel de vento. Os valores em vermelho da Tabela 9 representam valores negativos.

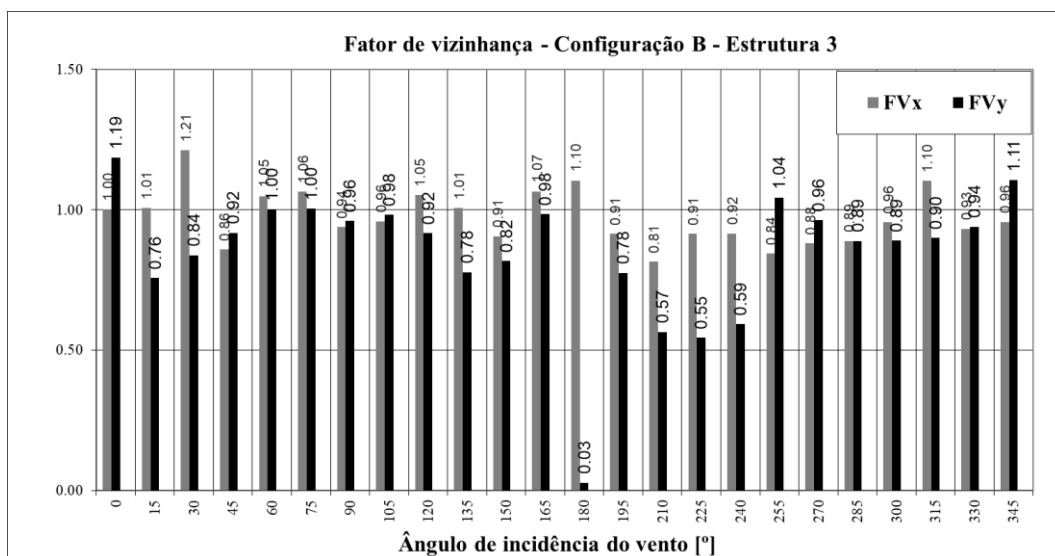
Por meio dos fatores de vizinhança (FV's) apresentados na Tabela 9, percebe-se que os esforços quasi-estáticos devidos à ação do vento foram influenciados pelas edificações vizinhas para o edifício analisado nesta pesquisa. Nessa linha de raciocínio, permite-se afirmar que a Estrutura 3 sofreu menos alterações de esforços do que a Estrutura 1 e a Estrutura 2. Os valores maiores que 1 indicam que as edificações vizinhas estão majorando a força do vento, e, em contrapartida, se o valor for menor que 1, ocorre a redução da força do vento. Chama-se atenção aos seguintes ângulos de incidência: vento a 0° (frontal à fachada), FV<sub>y</sub> = 1,19 e majoração de 19%; vento a 30° (oblíquo à fachada), FV<sub>x</sub> = 1,21 e majoração de 21%; vento a 210° (oblíquo à fachada), FV<sub>x</sub> = 0,57 e redução de 43%; vento a 225° (oblíquo à fachada), FV<sub>y</sub> = 0,55 e Redução de 45%.

Tabela 9 - Coeficientes de força e fator de vizinhança para a Configuração B - Estrutura 3

Ângulo	Cx (B.I)	Fx (B.I) [tf]	Cy (B.I)	Fy (B.I) [tf]	Cx (B.II)	Fx (B.II) [tf]	Cy (B.II)	Fy (B.II) [tf]	FV <sub>x</sub>	FV <sub>y</sub>
0°	0.47	42.19	0.08	20.22	0.47	42.28	0.09	24.22	1.00	1.19
15°	0.43	38.40	0.78	198.20	0.43	38.67	0.59	151.47	1.01	0.76
30°	0.22	19.67	1.20	303.44	0.27	23.83	1.00	255.38	1.21	0.84
45°	0.29	25.48	1.33	338.35	0.25	21.88	1.23	311.77	0.86	0.92
60°	0.99	88.36	1.37	348.48	1.04	92.63	1.38	349.46	1.05	1.00
75°	1.08	95.82	1.41	358.61	1.14	102.04	1.42	360.91	1.06	1.00
90°	0.97	86.62	1.32	333.98	0.91	81.33	1.27	320.87	0.94	0.96
105°	0.88	78.10	1.15	290.67	0.84	74.96	1.13	285.05	0.96	0.98
120°	0.70	62.58	1.03	262.27	0.74	65.83	0.95	240.11	1.05	0.92
135°	0.61	54.55	0.90	228.29	0.62	54.90	0.70	177.23	1.01	0.78
150°	0.53	47.63	0.58	146.28	0.48	43.14	0.47	119.33	0.91	0.82
165°	0.31	27.46	0.17	43.81	0.33	29.27	0.17	42.89	1.07	0.98
180°	0.22	19.62	0.05	12.15	0.24	21.66	0.00	0.88	1.10	0.03
195°	0.33	29.14	0.24	60.76	0.30	26.66	0.19	47.04	0.91	0.78
210°	0.56	50.15	0.60	151.07	0.46	40.88	0.34	85.38	0.81	0.57
225°	0.61	54.46	0.82	209.22	0.56	49.82	0.45	114.66	0.91	0.55
240°	0.73	65.49	0.94	238.95	0.67	59.97	0.56	142.31	0.92	0.59
255°	0.88	78.25	1.08	273.24	0.74	66.04	1.12	287.88	0.84	1.04
270°	0.98	87.26	1.29	326.37	0.86	76.88	1.24	316.09	0.88	0.96
285°	1.12	100.07	1.44	366.21	1.00	88.98	1.28	327.09	0.89	0.89
300°	0.95	84.87	1.42	360.92	0.91	81.10	1.27	323.02	0.96	0.89
315°	0.24	21.04	1.43	362.16	0.26	23.20	1.28	327.63	1.10	0.90
330°	0.22	19.18	1.18	300.46	0.20	17.89	1.11	283.91	0.93	0.94
345°	0.45	39.71	0.67	170.54	0.43	37.99	0.74	190.00	0.96	1.11

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 111 - Fator de vizinhança (FVx e Fvy) para a Configuração B – Estrutura 3



Fonte: Elaborada pelo autor.

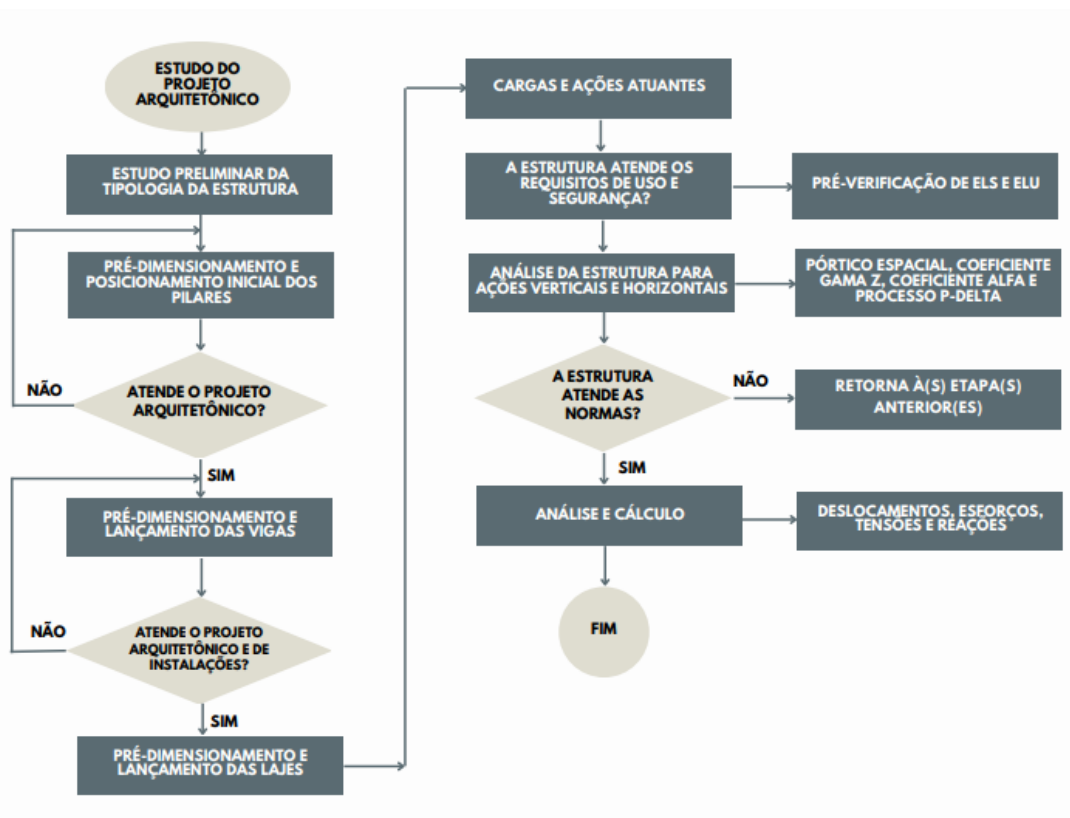
Dessa forma, verifica-se que, para essa configuração, as edificações vizinhas tiveram maior influência nos valores de coeficientes do vento a 225° na direção Y e vento a 210° na direção X, conforme os resultados apresentados na Tabela 9 e na Figura 111.

### 7.3 ANÁLISE DE RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO

Neste subcapítulo, são apresentados os resultados do modelo numérico para as 4 configurações estudadas. Os resultados são apresentados em termos de deslocamentos no topo do edifício, bem como são apresentados os valores do Coeficiente Gama Z ( $\gamma_z$ ), Coeficiente Alfa ( $\alpha$ ) e parâmetro RM2M1, calculados a partir dos esforços apresentados no item 7.2, oriundos da ação quasi-estática do vento em 24 direções de incidência. Ressalta-se que foram apresentados os deslocamentos para as combinações apresentadas nas Equações 6.4 e 6.5 deste trabalho.

Antes de iniciar a etapa de elaboração dos modelos numéricos desta pesquisa, estabeleceu-se um processo a ser seguido (ver fluxograma da Figura 112), a fim de obter os parâmetros de estabilidade global apresentados no parágrafo anterior. Esse processo permitiu um mapeamento de cada etapa do desenvolvimento dos modelos estruturais e favoreceu as análises de resultados de cada configuração estudada. Ressalta-se que a inserção das forças e dos momentos torçores obtidos no túnel de vento ocorreu na etapa “Cargas e ações atuantes”.

Figura 112 – Fluxograma para elaboração dos modelos estruturais

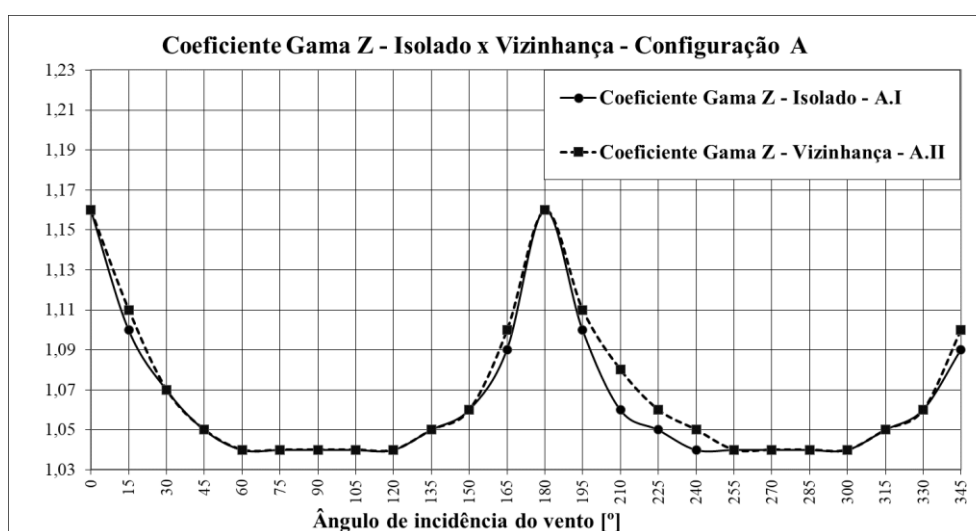


Fonte: Elaborada pelo autor.

### 7.3.1 Configuração A

O ponto de partida para a análise de cada configuração apresentada no item 5.4 foi idealizar uma concepção estrutural de um modelo que procedesse aos parâmetros de estabilidade global dentro dos limites preconizados pela ABNT NBR 6118 (2014), conforme já abordado no capítulo 3 deste trabalho. Diversas tentativas foram realizadas por meio da mudança de seções transversais de pilares, sendo que, pela concepção estrutural adotada, chegou-se ao valor do coeficiente  $\gamma_z$  igual a 1,16, conforme ilustrado no gráfico da Figura 113, o que resultou em uma estrutura de nós móveis. Nota-se que, para os ângulos de 210°, de 225° e de 240°, o valor do coeficiente Gama Z é afetado pela presença das edificações vizinhas, pois estas provocam mudança no escoamento do vento, alterando os esforços horizontais incidentes na estrutura. Ressalta-se que os maiores valores são encontrados para os ângulos de 0° e de 180°, visto que, no esforço horizontal desses ângulos, o efeito do desaprumo global da edificação é ponderado. Nesse caso, por se tratar de uma edificação que possui uma área de exposição ao vento demasiadamente inferior aos ângulos de 90° e de 270°, por exemplo, o esforço devido ao desaprumo é conseqüentemente maior do que o esforço devido ao vento. Entretanto, para os ângulos de 0° e de 180°, os esforços de desaprumo foram substituídos por um coeficiente de arrasto que simula o esforço horizontal equivalente ao esforço de desaprumo. Assim, tem-se a consideração dos esforços de vento e de desaprumo para considerar os efeitos globais de segunda ordem utilizando o coeficiente  $\gamma_z$ .

Figura 113 – Coeficiente Gama Z obtido na Configuração A

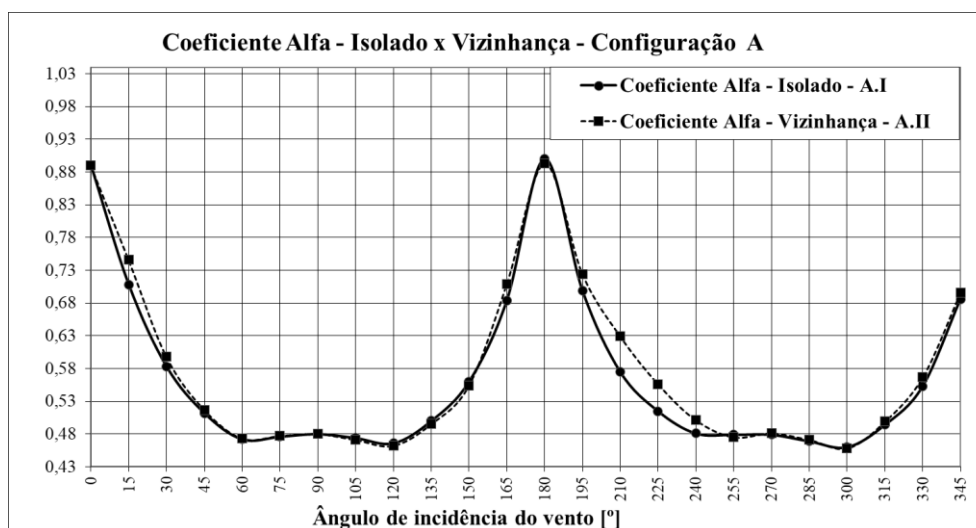


Fonte: Elaborada pelo autor.



Na Figura 114, é possível observar valores de Coeficiente Alfa que formam um gráfico de curvas parecidas com o do Coeficiente Gama Z. Novamente, nota-se que os maiores valores são verificados para os ângulos  $0^\circ$  e  $180^\circ$ , bem como há uma variação perceptível na curva para os ângulos de incidência de  $210^\circ$ , de  $225^\circ$  e de  $240^\circ$  provocados pela presença da vizinhança.

Figura 114 – Coeficiente Alfa obtido na Configuração A



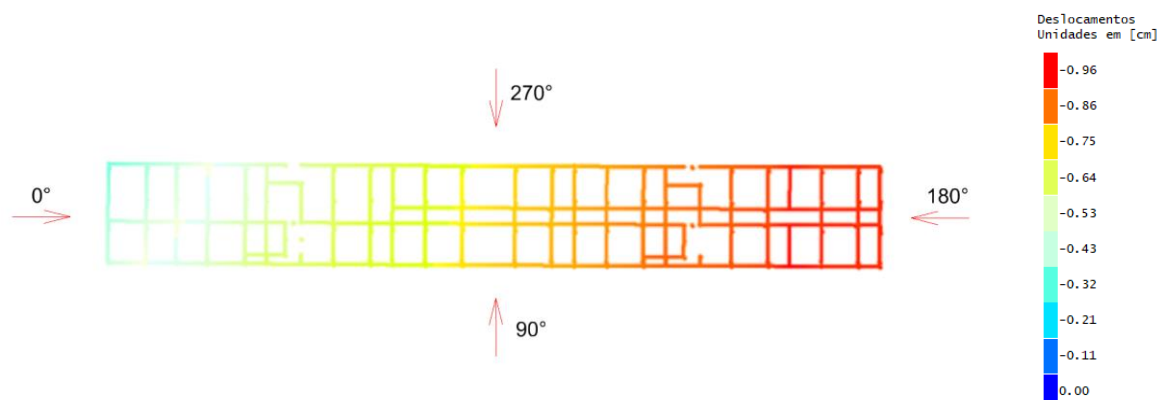
Fonte: Elaborada pelo autor.

Quanto aos deslocamentos globais da combinação frequente de serviço, o maior valor foi verificado para o ângulo de incidência de  $225^\circ$ , atingindo 0,96 cm, conforme apresentado na Figura 115, a qual apresenta os maiores deslocamentos resultantes para os eixos X, Y e Z. Na Figura 116, nota-se que os maiores valores também são encontrados para a edificação isolada no intervalo de ângulos de  $210^\circ$  a  $270^\circ$ . Já os menores valores são verificados para os ângulos de  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $180^\circ$  e  $345^\circ$ . Ainda, constata-se, na Figura 116, que, para os ângulos de  $0^\circ$  e de  $180^\circ$ , os resultados são, aproximadamente, da mesma ordem de valor para a situação do modelo isolado e com vizinhança.

No que se refere aos deslocamentos máximos laterais do edifício para a combinação frequente ( $0,3 \times VENT \theta$ ), os maiores valores são encontrados para o ângulo de  $285^\circ$ , para a edificação isolada e com vizinhança, atingindo valores de 0,86 cm e 0,90 cm, respectivamente. Os demais valores de deslocamento do pórtico obtidos para o modelo isolado, Configuração A, e que contemplam os 24 ângulos de incidência analisados, são apresentados no Apêndice C. O Apêndice D, por sua vez, apresenta os deslocamentos do pórtico para o modelo com vizinhança da Configuração A, para os 24 ângulos, conforme supracitado.

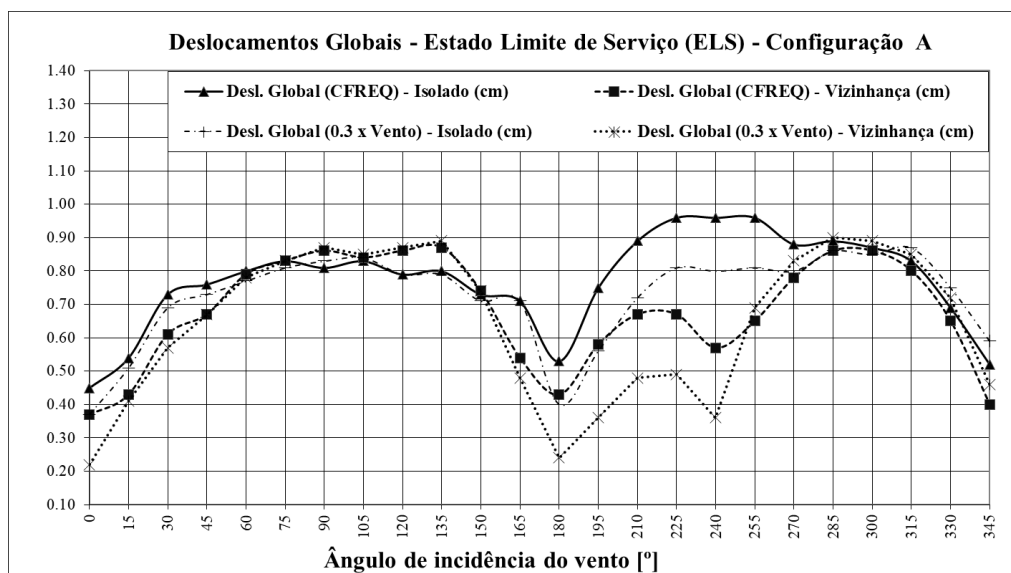
No que diz respeito aos valores de deslocamentos do pórtico apresentados em todos os apêndices deste trabalho, a referência de ângulos de incidência do vento é a mesma adotada para os deslocamentos apresentados na Figura 115, que também estão presentes no item 7.1, com os ângulos variando a cada 15°.

Figura 115 - Deslocamentos para a Configuração A.I e ângulo de 225°



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 116 – Deslocamentos globais obtidos na Configuração A



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os valores do parâmetro RM2M1 obtidos para os pilares são apresentados na Tabela 10. O carregamento VENT1, VENT2, VENT3 e VENT14 equivale ao vento a 0°, vento a 15°, vento a 30° e vento a 195°, respectivamente. Nota-se que o maior valor de RM2M1 se deu para o

modelo com vizinhança, vento com ângulo de incidência de 30°, combinação na qual a ação do vento é minorada. O segundo maior valor foi obtido para vento com ângulo de incidência a 0°, uma vez que a ação do vento também é minorada. Ressalta-se que a carga ACID\_R se trata da carga acidental reduzida, PERM condiz às cargas permanentes, e PP equivale ao peso próprio.

Tabela 10 – Valores do parâmetro RM2M1 obtidos na Configuração A

Processo P-Delta			
Combinação		RM2M1 (Isolado)	RM2M1 (Vizinhança)
87	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT1	1.163	1.165
88	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT2	1.104	1.115
100	ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT14	1.112	1.121

Fonte: Elaborada pelo autor.

Vale aqui lembrar que o coeficiente RM2M1 quantifica globalmente os resultados da análise P-Delta por meio de um único valor e é mais um parâmetro para analisar a estabilidade global do edifício, uma vez que seu valor é obtido por meio de um cálculo de não-linearidade geométrica.

### 7.3.2 Configuração B

Após consolidar o modelo numérico da Configuração A, interviu-se no mesmo modelo estrutural com o intuito de separar a estrutura nas três partes independentes, ou seja, de analisar o modelo estrutural com as juntas de dilatação, deixando EST1, EST2 e EST3 totalmente separadas. Após o primeiro processamento no sistema CAD/TQS, fez-se necessário levar em consideração o desaprumo global do pórtico para os ângulos 0° e 180°, visto que o esforço do vento foi menor do que 30% dos esforços devidos à imperfeição global, ou seja, os esforços de imperfeições globais foram pelo menos 3,33 vezes maiores do que os esforços devidos à ação do vento. Assim como efetuado para a Configuração A, nesse caso, o sistema CAD/TQS indica um coeficiente de arrasto equivalente para levar em consideração o desaprumo global ( $M1 = Mig$ ) a fim de calcular o Coeficiente Alfa ( $\alpha$ ), Coeficiente ( $\gamma_z$ ) e o parâmetro RM2M1, pois, caso fosse desconsiderado o vento para os ângulos supracitados, não seria possível avaliar determinados efeitos de segunda ordem, como, por exemplo, o  $\gamma_z$  e o RM2M1.

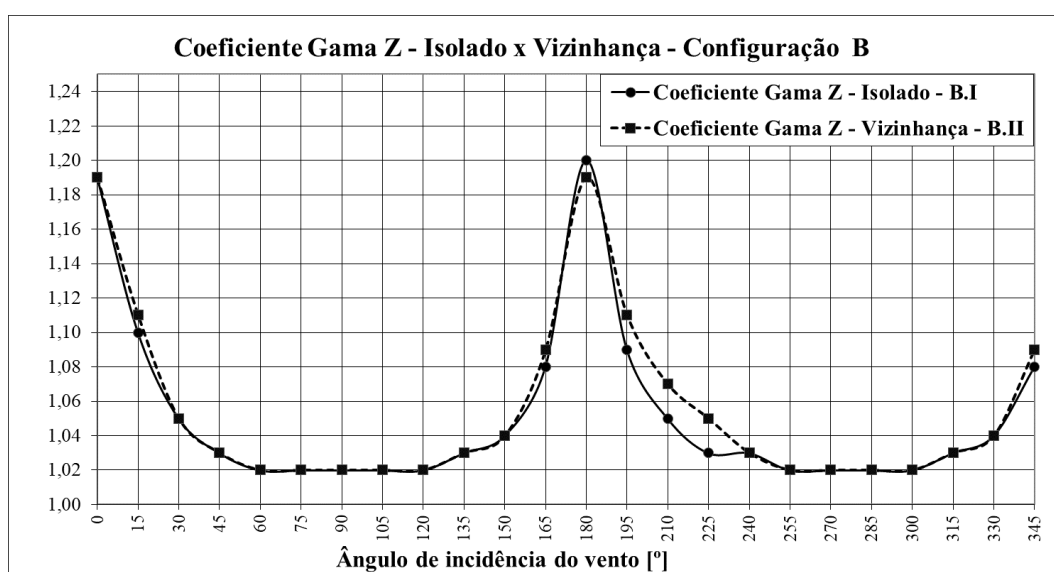
Nota-se, na Figura 117, que, para os ângulos de 195°, de 210° e de 225°, o valor do coeficiente Gama Z é influenciado pela presença das edificações vizinhas, pois elas provocam mudança no

escoamento do vento, alterando os esforços horizontais incidentes na estrutura. Verifica-se que os maiores valores são encontrados para o ângulo de  $0^\circ$  e de  $180^\circ$ , visto que, no esforço horizontal desses ângulos, está ponderado o efeito do desaprumo global da edificação. Nesse caso, por se tratar de uma edificação que possui uma área de exposição ao vento demasiadamente inferior aos ângulos de  $90^\circ$  e de  $270^\circ$ , por exemplo, o esforço devido ao desaprumo é conseqüentemente maior do que o esforço devido ao vento.

Visto que se trata de um modelo constituído por estruturas independentes, para fins de análise da estabilidade global estudou-se separadamente cada estrutura (EST1, EST2 e EST3) no sistema CAD/TQS, a fim de obter valores de Coeficiente Gama Z e Coeficiente Alfa. São apresentados os maiores valores dos coeficientes supracitados, obtidos para as estruturas da Configuração B. Nota-se que as estruturas resultarão em diferentes valores de deslocamentos, tendo em vista que seus respectivos pórticos espaciais possuem rigidezes distintas.

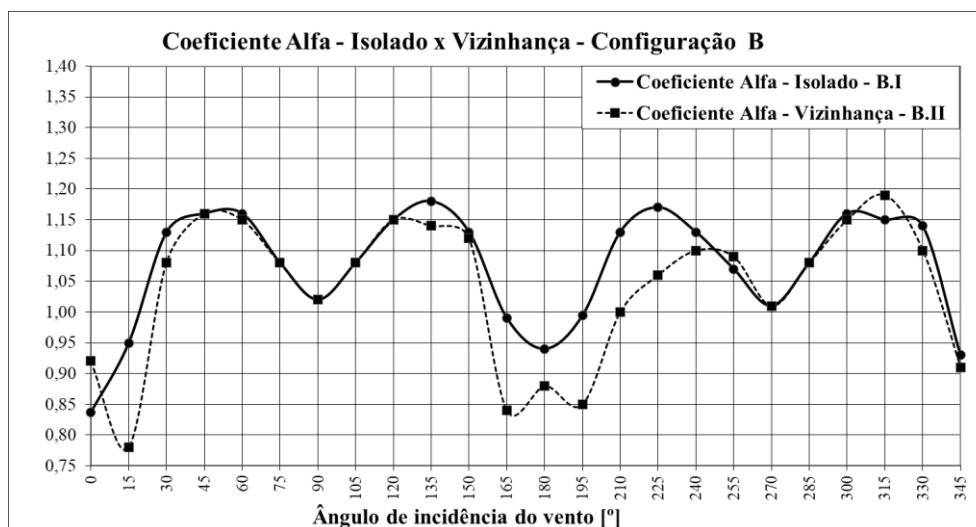
Na Figura 118, é possível observar valores de Coeficiente Alfa e, novamente, é perceptível o efeito da vizinhança se pronunciando para os valores dos ângulos  $210^\circ$ ,  $225^\circ$  e  $240^\circ$ . Percebe-se que os maiores valores são verificados para ângulos de incidência oblíquos às fachadas, e os menores valores se pronunciam em ângulos frontais, como, por exemplo, ângulos  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  e  $270^\circ$ .

Figura 117 - Coeficiente Gama Z obtido na Configuração B



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 118 - Coeficiente Alfa obtido na Configuração A

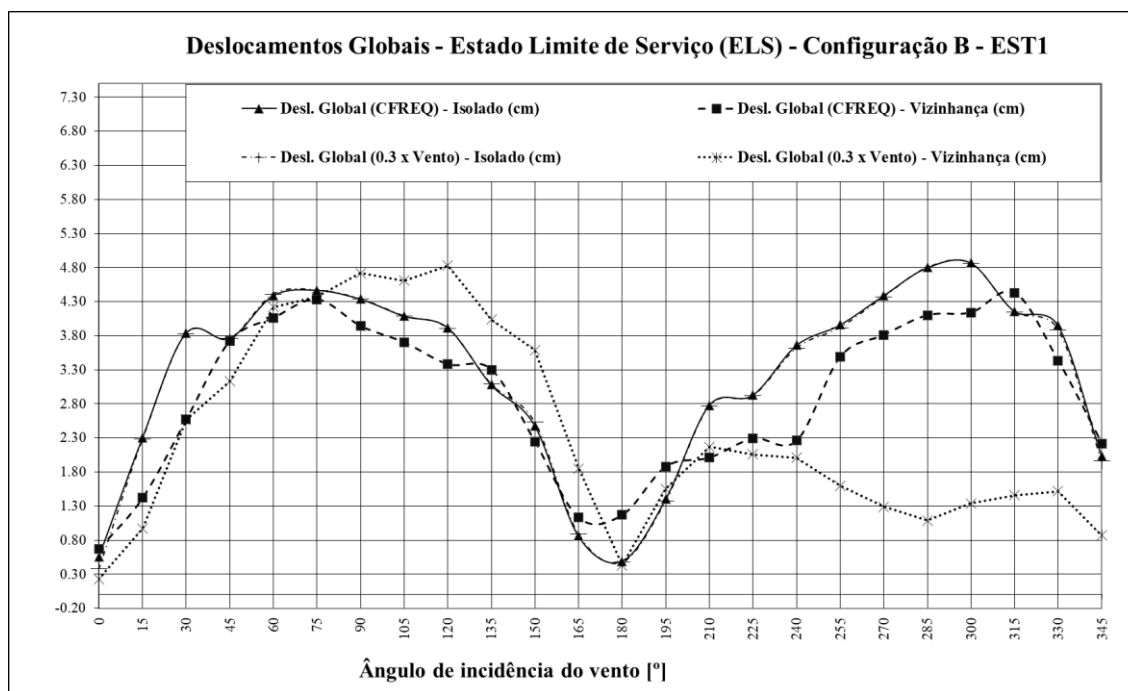


Fonte: Elaborada pelo autor.

No que diz respeito aos deslocamentos globais da combinação frequente de serviço da Estrutura 1, ilustrados na Figura 119, nota-se que os maiores valores são encontrados para a edificação isolada, para os ângulos de 75°, de 90°, de 270°, de 285° e de 300°. Já os menores deslocamentos horizontais são verificados para os ângulos de 0° e de 180°. Nota-se que, para os ângulos de 0° e de 180°, os deslocamentos são, aproximadamente, da mesma ordem de valor para a configuração com o modelo isolado e com vizinhança.

Quanto aos deslocamentos máximos laterais do edifício para a combinação frequente ( $0,3 \times VENT \theta$ ), os maiores valores são encontrados para o ângulo de 120°, edificação com vizinhança, atingindo o valor de 4,83 cm, e ângulo de 300°, edificação isolada, resultando no valor de 4,86 cm. Ainda na Figura 119, é possível perceber que os menores valores de deslocamentos máximos laterais advêm de ventos frontais à fachada, i.e., ventos com ângulo de 0° e de 180°.

Figura 119 – Deslocamentos globais obtidos na Configuração B – EST1

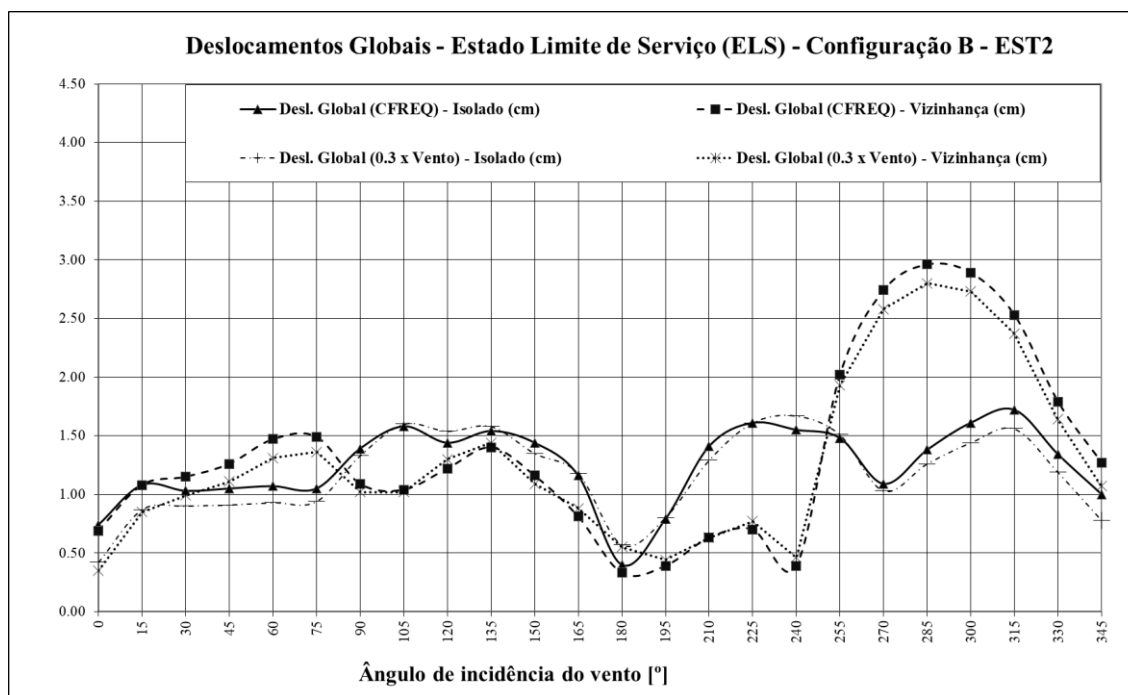


Fonte: Elaborada pelo autor.

Ao verificar os deslocamentos globais da combinação frequente de serviço da Estrutura 2, nota-se, por meio da Figura 120, que os maiores valores de deslocamento ocorrem para os ângulos de 300° e de 315° para o modelo isolado. Para o modelo com vizinhança, os ângulos de incidência do vento de 270°, de 285°, de 300° e de 315° apresentam os maiores valores de deslocamentos globais. Por meio da curva do gráfico plotada entre os ângulos de 195° e de 345°, é possível perceber o efeito causado pela vizinhança frente aos deslocamentos da estrutura, uma vez que o maior deslocamento ocorre para o ângulo de 285°, oblíquo à fachada do edifício.

No que tange aos deslocamentos máximos laterais do edifício para a combinação frequente ( $0,3 \times VENT \theta$ ), verifica-se, pela Figura 120, que os maiores valores são encontrados para a edificação com vizinhança nos ângulos de 285° e de 300°, atingindo o valor de 2,80 cm e de 2,73 cm, respectivamente. Além disso, os menores deslocamentos são verificados para a edificação com vizinhança, ângulo de 0°, resultando no valor de 0,35 cm e, para a edificação isolada, ângulo de 0°, atingindo o valor de 0,42 cm.

Figura 120 - Deslocamentos globais obtidos na Configuração B – EST2

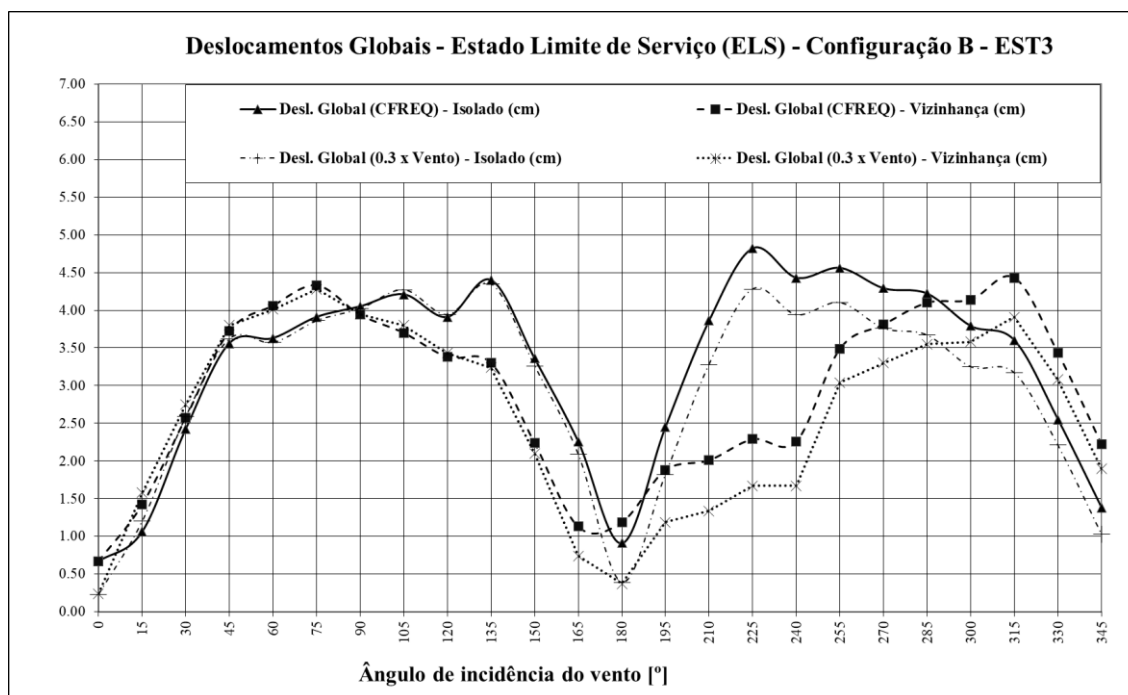


Fonte: Elaborada pelo autor.

Quanto aos deslocamentos globais da combinação frequente de serviço da Estrutura 3, na Figura 121, é possível verificar que os maiores valores de deslocamentos são verificados para o modelo isolado, mais especificamente nos ângulos 225°, 240° e 255°. Percebe-se que, nos ângulos 210°, 225°, 240° e 255°, os deslocamentos são menores para o modelo com vizinhança, ou seja, há um efeito de proteção por parte das edificações vizinhas. Verifica-se que, para o ângulo de 225° (oblíquo à fachada), o deslocamento da estrutura isolada é pelo menos duas vezes maior que para o modelo com vizinhança.

No que diz respeito aos deslocamentos máximos laterais do edifício para a combinação frequente ( $0,3 \times VENT \theta$ ), verifica-se, por meio da Figura 121, que os maiores valores são encontrados para o ângulo de 75°, edificação com vizinhança, atingindo o valor de 4,28 cm, e ângulo de 135°, edificação isolada, resultando no valor de 4,27 cm. Em contrapartida, os menores valores de deslocamento são verificados para a edificação com vizinhança, ângulo de 0°, resultando no valor de 0,24 cm e, para a edificação isolada, ângulo de 0°, atingindo o valor de 0,23 cm.

Figura 121 - Deslocamentos globais obtidos na Configuração B – EST3



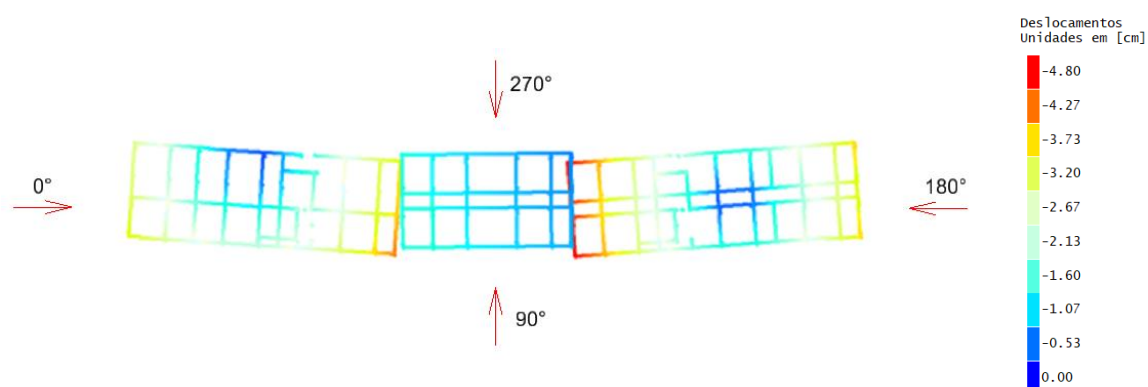
Fonte: Elaborada pelo autor.

Diante dos valores de deslocamentos globais da combinação frequente de serviço mais críticos apresentados para a Estrutura 1, para a Estrutura 2 e para a Estrutura 3, na Figura 122 e na Figura 123, é possível visualizar os resultados de deslocamentos do pórtico espacial da Configuração B, para o modelo isolado, mais especificamente para os ângulos de incidência do vento de 285° e 300°, respectivamente. Nota-se, na Figura 122, que os deslocamentos excedem a espessura da junta que é de 2 cm (ver Figura 65 e Figura 66). Além disso, verifica-se que a Estrutura 3 se desloca contra a Estrutura 2.

Conforme já apresentado na Figura 120, constata-se, pela Figura 122, que o máximo deslocamento lateral (para a combinação frequente  $0,3 \times VENT \theta$ ) no topo da Estrutura 2 é de 2,80 cm (edifício com vizinhança) e possui valor inferior ao deslocamento limite preconizado por norma. Em contrapartida, as Estruturas 1 e 3 apresentaram, para a combinação frequente, deslocamentos laterais máximos superiores ao deslocamento limite preconizado pela Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118 (2014) que possui valor de  $H/1700$ , ou seja, de 3 cm.

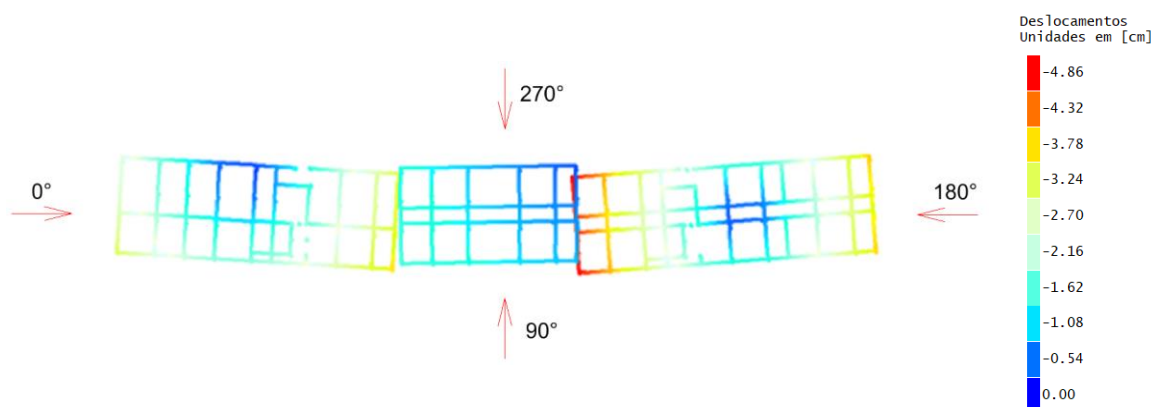


Figura 122 – Deslocamentos para a Configuração B (sem vizinhança) e ângulo de 285°



Fonte: Elaborada pelo autor.

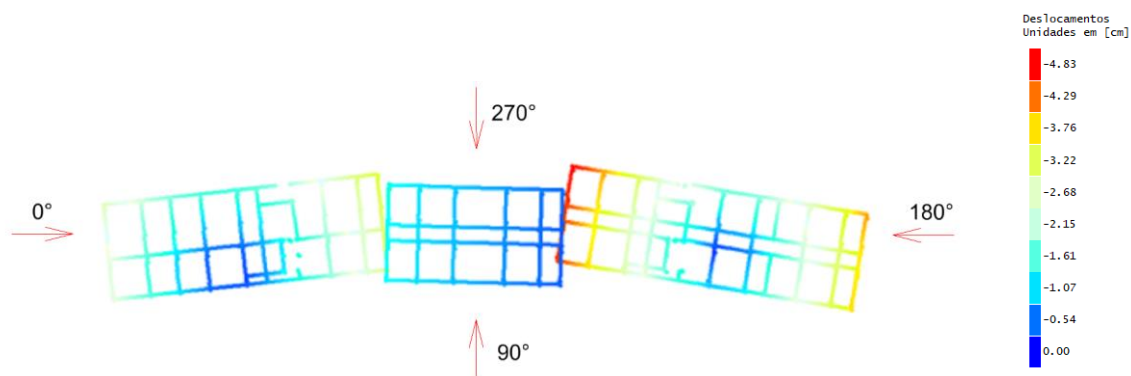
Figura 123 – Deslocamentos para a Configuração B (sem vizinhança) e ângulo 300°



Fonte: Elaborada pelo autor.

Conforme ilustrado na Figura 124, para o modelo com vizinhança da Configuração B, verificou-se o cenário mais crítico para o ângulo de incidência 120°, com valor máximo de deslocamento na combinação frequente de serviço de 4,83 cm no topo da Estrutura 3, uma vez que essa se desloca contra a Estrutura 2. Para a combinação com vento incidindo a 120°, constata-se que a Estrutura 3 resulta deslocamentos superiores ao espaçamento das juntas, ocorrendo colisão entre as estruturas adjacentes. Em contrapartida, nota-se, na mesma figura, que a Estrutura 2 apresenta deslocamentos menores, não excedendo o espaçamento das juntas.

Figura 124 – Deslocamentos para a Configuração B (com vizinhança) e ângulo 120°



Fonte: Elaborada pelo autor.

Ressalta-se que os demais deslocamentos do pórtico obtidos para o modelo isolado, Configuração B e que contemplam os 24 ângulos de incidência analisados, são apresentados no Apêndice E. Da mesma forma, o Apêndice F apresenta os deslocamentos do pórtico para o modelo com vizinhança da Configuração B.

## 8 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo analisar os deslocamentos horizontais de um edifício concebido em estrutura de concreto armado, projetado com duas juntas de dilatação e submetido à ação quasi-estática do vento, analisando casos com e sem vizinhança. Com o auxílio do programa de análise estrutural CAD/TQS, foi possível avaliar os deslocamentos das estruturas (Estrutura 1, Estrutura 2 e Estrutura 3) quando essas estivessem totalmente separadas uma da outra, ou seja, sem nenhuma ligação com a(s) estrutura(s) adjacente(s), hipótese que, neste trabalho, foi denominada de Configuração B. Ainda, foram avaliados os deslocamentos do edifício quando as estruturas (Estrutura 1, Estrutura 2 e Estrutura 3) fossem submetidas, entre si, por ligações idealizadas por barras de transferência, sendo que tal hipótese foi identificada neste trabalho como Configuração A. Além disso, para ambas as configurações supracitadas, foram avaliados os parâmetros de estabilidade global (coeficiente  $\gamma_z$ , RM2M1 e coeficiente  $\alpha$ ).

O ensaio realizado no Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann, do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da UFRGS, permitiu a simulação da presença de edificações vizinhas ao edifício analisado. Tanto na Configuração A quanto na Configuração B, conforme já mencionado, foi simulada a ação do vento com e sem a presença de vizinhança. Notável foi a diferença entre os coeficientes aerodinâmicos obtidos quando da utilização dos modelos mudos no ensaio, ou seja, da presença de vizinhança. No que diz respeito aos resultados dos ensaios em túnel de vento, tem-se algumas considerações:

- a) De maneira geral, notou-se uma significativa redução nos valores dos coeficientes aerodinâmicos com vizinhança em relação aos coeficientes para o edifício isolado. Percebeu-se que as edificações vizinhas causaram uma desorganização nos vórtices, redistribuindo a energia e acarretando coeficientes aerodinâmicos com valores inferiores. Não somente isso, os coeficientes menores indicam um efeito de proteção das edificações vizinhas quando o vento atua entre os ângulos de  $210^\circ$  e  $330^\circ$ ;
- b) No modelo isolado da Configuração A, nota-se que os coeficientes de força na direção Y possuem valores próximos de zero quando o vento atua a  $0^\circ$  e a  $180^\circ$ . Os valores de coeficiente de força na direção X também são próximos de zero quando o vento atua em ângulos de  $90^\circ$  e de  $270^\circ$ . Esse comportamento também é perceptível nos coeficientes de torção, visto que, para os quatro ângulos supracitados, os valores dos respectivos

coeficientes se aproximam de zero, conforme era esperado, pois se trata de uma edificação regular em planta. O modelo com vizinhança também apresenta valores próximos de zero para os coeficientes de força na direção Y quando da atuação do vento a  $0^\circ$  e  $180^\circ$ . Em contrapartida, os valores de coeficiente de força na direção X possuem valor de 0,20 e de 0,24 para os ângulos de  $90^\circ$  e de  $270^\circ$ , respectivamente. Dessa forma, conclui-se que as edificações vizinhas provocaram um aumento do valor da força que atua no edifício, em módulo, para os ângulos de  $90^\circ$  e  $270^\circ$ . Tal efeito também é confirmado pelo fator de vizinhança (FV<sub>x</sub>) apresentado na Tabela 8;

- c) No que se trata dos coeficientes de torção e momentos torçores, conclui-se que os maiores valores foram verificados na Estrutura 1, tanto para o modelo isolado quanto para o modelo com vizinhança. Ressalta-se que a Estrutura 1 é a que possui a maior área de exposição ao vento entre as três estruturas que contemplam o edifício. Em contrapartida, na Estrutura 2, os efeitos devidos à torção foram menos preponderantes, visto que a estrutura se encontra protegida pela Estrutura 1 e pela Estrutura 3;
- d) Na Configuração A, é notável o efeito da torção devido à vizinhança. A assimetria de pressões impacta em maiores valores de coeficiente de torção para o modelo com vizinhança entre os ângulos de  $240^\circ$  e de  $315^\circ$ . Conclui-se que os valores de coeficientes de torção e de momentos torçores estão coerentes com a convenção adotada.

No que se trata dos resultados do modelo numérico, verificou-se que, na Configuração A, todos os deslocamentos obtidos são inferiores ao deslocamento limite preconizado por norma (H/1700), tanto para o modelo com vizinhança quanto para o modelo isolado. Verificou-se que, para ambos os modelos, a estrutura é considerada de nós móveis, tendo em vista os resultados obtidos para o Coeficiente Alfa e para o Coeficiente Gama Z, para todos os ângulos de incidência analisados. Além disso, conclui-se que, para a Configuração A, a estrutura não apresenta problemas de estabilidade global, visto que o Coeficiente Gama Z e o parâmetro RM2M1 são inferiores ao valor limite recomendado pela literatura ( $\gamma_Z \leq 1,3$ ).

Portanto, analisando tanto o modelo isolado quanto o modelo com vizinhança da Configuração A, conclui-se que a estrutura pode ser otimizada em termos de rigidez do pórtico (sob o ponto de vista estático), visto que os deslocamentos no topo do edifício são inferiores a 1 cm, haja vista que para esse caso o deslocamento limite normativo é de 3 cm.

No que se trata do dimensionamento das barras de transferência, conclui-se que é plausível dimensioná-las considerando como um elemento de viga, utilizado um modelo de barra de pórtico espacial. Considerando que o dimensionamento é puramente estático, considera-se que o deslocamento no topo do pórtico seja a deformação, e a rigidez do pórtico seja obtida através do sistema CAD/TQS. Dessa forma, calcula-se a força solicitante na barra que ocorrerá por cisalhamento duplo, e, com posse dessa força, é possível dimensionar as barras de transferência.

Ao analisar os resultados do modelo numérico para a Configuração B, é possível concluir que a Estrutura 1, a Estrutura 2 e a Estrutura 3 são consideradas “estruturas de nós móveis” e não apresentam problemas de estabilidade global perante critérios normativos, visto que o Coeficiente Gama Z e RM2M1 são inferiores a 1,30.

Percebe-se que, caso não sejam utilizadas barras de transferência para idealizar a ligação entre as estruturas independentes, ocorrerá uma colisão entre os pórticos em alguns casos e/ou para determinados ângulos de incidência do vento. Ressalta-se que já se esperava que a Estrutura 2 poderia resultar os menores deslocamentos, tendo em vista que ela está protegida pelas estruturas adjacentes (Estrutura 1 e Estrutura 3). Além disso, conclui-se que, caso o engenheiro optasse por não utilizar as barras de transferência, seria necessário enrijecer os pórticos para reduzir os deslocamentos e atender os limites de estado de serviço estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2014). Poder-se-ia estudar o enrijecimento da estrutura por meio de um possível aumento no valor da resistência característica à compressão do concreto ou por uma alteração da concepção estrutural. Concomitantemente com o enrijecimento, uma alternativa para eliminar o uso de barras de transferência seria aumentar a espessura da junta.

## 8.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o intuito de aprofundar este estudo, tem-se as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- a) Uma análise que considere a interação solo-estrutura;
- b) Uma análise que considere a variação de temperatura e os efeitos reológicos do concreto, como, por exemplo, a retração e a fluência;
- c) Uma análise que considere as respostas da estrutura sob o ponto de vista dinâmico;

- d) Análises de outros tipos de concepções estruturais, como, por exemplo, lajes lisas com vigas faixas protendidas ou lajes nervuradas com vigas faixas protendidas, utilizando o modelo VI do TQS;
- e) Uma análise da aceleração e do conforto do usuário, conforme critérios de Bachmann (1995);
- f) Uma análise da resposta do edifício em termos de deslocamentos, considerando o acréscimo da rigidez global da estrutura por meio de elementos de vedação (alvenaria cerâmica, por exemplo);
- g) Uma análise da resposta do edifício, utilizando um elemento tridimensional de pórtico, a fim de representar, no modelo numérico, as barras de transferência de esforços, uma vez que esses elementos não transfiram esforços normais. Sob o ponto de vista de análise matricial, esse caso exigiria suprimir o campo “área da seção transversal” do elemento de pórtico, mas manteria o campo “momento de inércia à flexão” na matriz de rigidez local do elemento que simularia a barra de transferência.

## REFERÊNCIAS

- AMARAL, C. M. **Avaliação de brises sob a ação do vento e sua influência na distribuição de pressões nas fachadas de um edifício alto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Wind Loading and Wind Effects. Tall Building Criteria and Loading**. New York - USA, 1980.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Minimum design loads for buildings and other structures**. Reston - USA, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:1978 - NB 1: Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:1988: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681:2003: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120:2019 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ALBERTI, F. A. **Determinação experimental em túnel de vento dos efeitos estáticos de proteção causados por edificações vizinhas: contribuição para a revisão dos fatores de vizinhança da NBR-6123**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.
- AZIZ, J; AZEEM, M. A. Comparative Study of a R.C.C Structure for the Elimination of Expansion Joint Subjected to Temperature Stresses. **Journal of Engineering Research and Application**, v. 8, n. 8, p. 73–81, 2018.

BACHMANN, H., **Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines**. Birkhauser, 1995. 234 p.

BANKI, A. L. **Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1999.

BATTISTA, R. C.; CARVALHO, E. M. L.; PFEIL, M. S. Juntas de dilatação térmica em edifícios de concreto armado: necessárias ou dispensáveis? **Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON)**. Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011.

BAZANT, Z. P.; CEDOLIN, L. **Stability of Structures**. Oxford Univeristy Press, 1991.

BECK, H.; KÖNIG, G. Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tall buildings. In: **Tall Buildings**. Elsevier, p. 513–536, 1967.

BECKER, S.; LIENHART, H.; DURST, F. **Flow around three-dimensional obstacles in boundary layers**. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Nuremberg, v. 90, p. 265-279, 2002.

BEZERRA, D. P. **Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola Politécnica da USP. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

BLESSMANN, J. **Esforços de torção em edifícios altos**. Colloquia 85 – Memórias “B” Ingenieria Estructural, Buenos Aires, vol. 2, 1985. p.463-474.

BLESSMANN, J.; RIERA, J. D. Interaction effects in neighbouring tall buildings. In: **Wind Engineering**. Elsevier, p. 381–395, 1980.

BLESSMANN, J. Buffeting effects on neighbouring tall buildings. **Journal of wind engineering and industrial aerodynamics**, v. 18, n. 1, p. 105–110, 1985.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 2ª.ed. Porto Alegre. Editora da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005. 282p.

BLESSMANN, J. **Aerodinâmica das construções**. 3. ed. Porto Alegre, RS: Editora da UFRGS, 2011.



BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2013.

BOGGS, D. W.; HOSOYA, N.; COCHRAN, L. Sources of torsional wind loading on tall buildings: Lessons from the wind tunnel. In: **Advanced Technology in Structural Engineering**. Philadelphia, 2000.

BRANSON, D. E. **Instantaneous and time-dependent deflections on simple and continuous reinforced concrete beams**. HPR Report. n. 7 Part 1. Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, p. 1-78, 1975.

BUCHAIM, R. **A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica**. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

BUENO, M. M. E. **Estudo de valores aproximados de rigidez equivalente para vigas e pilares para análises não-lineares globais em estruturas de concreto armado de pequeno porte**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

BURTON, T.; SHARPE, D.; JENKINS, N.; BOSSANYI, E. **Wind Energy: handbook**. 2. ed. West Sussex: John Wiley & Sons, Ltd., 2011.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CARPEGGIANI, E. A. **Determinação dos Efeitos Estáticos de Torção em Edifícios Altos Devidos à Ação do Vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

CEN - COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. **EUROCODE 1: Actions on Structures - Part 1 - 5: General Actions - Thermal Actions**. Brussels, 2003.

CEN - COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. **EUROCODE 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. Brussels, 2004.

CEN - COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. **EUROCODE 8: Design of Structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings**. Brussels, 2004.

CHAND, G. M. T.; ALAM, A.; DUA, R.; AKHTAR, R. Effects of Wind and Earthquake on RC Tall Building with Expansion and without Expansion Joint using Gust Factor/RSA Analysis. **International Research Journal of Engineering and Technology**, v. 07, n. 9, 2020.

CHING, F. D. K.; ONOUYE, B. S.; ZUBERBUHLER, D. (2014). **Building Structures illustrated**, Second Edition. John Wiley & Sons. New Jersey, EUA.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DO BETÓN (CEB-FIP). **Manual of buckling and instability**. Lancaster, England. The Construction Press. (Bulletin D'Information), n.123, 1978.

COOK, N. J. The designer's guide to wind loading of building structures. Vol. 2: Static structures. **Building Research Establishment Report**, 1990.

CRESPO, S. L. F. **Estudo de valores da rigidez equivalente de tramos de vigas de concreto armado para análises não lineares**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola Politécnica da USP. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

DARWIN, D.; DOLAN, C. W.; NILSON, A. H. **Design of Concrete Structures** 15. ed. New York: McGraw-Hill Education, 2016.

DE OLIVEIRA, E. M. **Transferência de esforços cisalhantes em juntas de pavimentos rígidos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.

EDDIE, D.; SHALABY, A.; RIZKALLA, S. Glass Fiber-Reinforced Polymer Dowels for Concrete Pavements. **ACI Structural Journal**, Title n.98 - S20, p. 201-206, Mar -Abr, 2001.

FEDERAL CONSTRUCTION COUNCIL (FCC). **Expansion Joints in Buildings**. Technical Report No. 65, Building Research Advisory Board, Division of Engineering, National Academy of Sciences, Washington, DC, 1974, 43 pp.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. (2015). **Study of Global Stability of Tall Buildings with Prestressed Slabs**. In: Revista IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS, vol. 8, pag. 196-224, April 2015. São Paulo, SP.

FONTE, A. O. C. Disciplina de Métodos Computacionais - Notas de Aula. **Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFPE**. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002.

FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto. **REUNIÃO ANUAL DO IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, São Paulo**, p. 22–26, 1985.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. De. Practical assessment of second order effects in tall buildings. **Coloquium on the CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings**. p. 307–323, 1991.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois, 1986.

GAIOTTI, R; SMITH, B. S. P-Delta Analysis of building structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n. 4, p. 755-770, 1989.

GONILHA, J. M. C. A. **Juntas Estruturais em Edifícios Grandes em Planta**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior Técnico (IST) da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.

GUERZONI, R. G. **Análise do efeito da ação do vento no projeto de edifícios altos de concreto para diferentes sistemas estruturais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

GÜNEL, M.; ILGIN, H. **Tall buildings: structural systems and aerodynamic form**. 1.ed : Routledge, 2014.

GUO, H.; SHERWOOD, J. A.; SNYDER, M. B. Component dowel-bar model for load transfer systems in PCC pavements. **Journal of Transportation Engineering**. American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 121, n. 3, p. 289–298, 1995.

HOFBECK, J. A.; IBRAHIM, I. O.; MATTOCK, A. H. Shear transfer in reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, p. 119–128, 1969.

HOLMES, J. D. Along- and cross-wind response of a generic tall building: Comparison of wind-tunnel data with codes and standards. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 132, p. 136–141, 2014. Disponível em: <<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0167610514001378>>

HOLMES, J. D. **Wind Loading of Structures**. 3. ed. Boca Raton, Florida, CRC Press Taylor & Francis Group, 2015.

INDIAN STANDARD. **IS 875-3:2015 - Design Loads (Other than Earthquake) for Buildings and Structures - Code of Practice - Part 3 (Wind Loads)**. New Delhi, 2015.

INDIAN STANDARD. **IS 456:2000 - Plain and Reinforced Concrete - Code of Practice**. New Delhi, 2000.

INDIAN STANDARD. **IS 875-5:1987 - Code of Practice for Design Loads (Other than Earthquake) for Buildings and Structures - Part 5 (Special Loads and Load Combinations)**. New Delhi, 1987.

INDIAN STANDARD. **IS 1893-1:2016 - Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures - Part 1 (General Provisions and Buildings)**. New Delhi, 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON). **ABNT NBR 6118:2014 – Comentários e Exemplos de Aplicação**. São Paulo, 2015.

IQBAL, M. Design of Expansion Joints in Parkins Structures. **Technical Paper by Post-Tensioning Institute**, 10 p., 2012.

IRAVANI, S.; MACGREGOR, J. G. High performance concrete under high compressive stresses. **Structural Engineering report SER 200**. Department of Civil Engineering. Univesity of Alberta, 1994.

JALALIFAR, H.; AZIZ N.; HADI, M. N. S. The effect of surface profile, rock strength and pretension load on bending behaviour of fully grouted bolts. **Geotechnical and Geological Engineering**. p. 1203–1227, 2006.

KAREEM, A. Wind induced torsional loads on structures. **Journal of Structural Engineering**, Texas, EUA, vol.3, p. 85-86, 1981.

KLEIN, G. J.; LINDENBERG, R. J. Volume Change Response of Precast Concrete Buildings. **PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute**, Chicago, IL, Vol. 54, No. 4, 2009, pp. 112–131.

KUZIN, P. **Desing & Stability slender concrete columns**. Thesis (Master of Sciences of Technical), Eindhoven University of Technology. University of Eindhoven, Eindhoven/Netherlands, 2019.

KWOK, K. C. S. **Wind-induced vibrations of structures: with special reference to tall building aerodynamics**. In: TAMURA, Y.; KAREEM, A. Advanced structural wind engineering. Tokyo: Springer, 2013.

LABORATÓRIO DE AERODINÂMICA DAS CONSTRUÇÕES DA UFRGS (LAC/UFRGS). **Olympic Stadium Luis Ramos, Puerto La Cruz**. Disponível em: <[http://www.ufrgs.br/lac/english version/consultorias/ven\\_luis\\_ramos.htm](http://www.ufrgs.br/lac/english_version/consultorias/ven_luis_ramos.htm)>. Acesso em: 15 abr. 2021.

LARANJEIRAS, A. C. R. **Edifícios sem juntas**. Salvador/BA, 2017.

LOREDO-SOUZA, A. M.; CAMAÑO SCHETTINI, Edith Beatriz; PALUCH, Mario José. **Simulação da camada limite atmosférica em túnel de vento**. In: IV ESCOLA PRIMAVERA DE TRANSIÇÃO E TURBULÊNCIA 2004, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre, RS

LOREDO-SOUZA, A. M.; CAMAÑO SCHETTINI, E. B.; PALUCH, M. J. **Simulação da camada limite atmosférica em túnel de vento**. In: IV ESCOLA PRIMAVERA DE TRANSIÇÃO E TURBULÊNCIA 2004, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre, RS

LOREDO-SOUZA, A. M.; CARPEGGIANI, E. A.; NÚÑEZ, G. J. Z.; RIPPEL, L. I.; PALUCH, M. J. **Estudo comparativo sobre a ação e efeitos do vento em edifícios altos de concreto armado**. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto – SIMP0163, v. 6, p. 1226-1241. São Paulo, 2006.

LOREDO-SOUZA, A. M.; ROCHA, M. M.; WITTEWER, A. R.; OLIVEIRA, M. G. K. **Modelagem de edifícios altos em túnel de vento. IBRACON - CONCRETO & Construções**, v. XLVIII, n. 99, p. 48–63, 2020. Disponível em: <<http://doi.editoracubo.com.br/10.4322/1809-7197.2020.99.0002>>

LOUREIRO, G. J. **Considerações sobre a rigidez k aproximada da NBR 6118**. In: ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO 2009, Curitiba.

MACGREGOR, J. G. Design of Slender Concrete Columns — Revisited. **ACI Structural Journal**, v. 90, No. 3, 1993.

MARA, T. G.; TERRY, B. K.; HO, T. C. E.; ISYUMOV, N. Aerodynamic and peak response interference factors for an upstream square building of identical height. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Amsterdam, v. 133, p. 200-210, 2014.

MARTIN, I.; ACOSTA, J. Effect of Thermal Variations and Shrinkage on One Story Reinforced Concrete Buildings. **Designing for the Effect of Creep, Shrinkage and Temperature in Concrete Institute**, Detroit, p. 229-240, 1970.

MARTINS, C. H. (2001). **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. **Matrix Structural Analysis**. 2. ed. Copyright By Ronald D. Ziemian, 2014.

MOEHLE, J. P.; HOOPER, J. D.; KELLY, D. J.; MEYER, T. R. Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors: a Guide for Practicing Engineers. **NEHRP Seismic Design Technical Brief**. No. 3. NIST. Gaithersburg, MD, 2010.

MONTEIRO, Q. A. B. **Avaliação da necessidade de juntas de dilatação em estruturas apertadas de betão armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Especialização em Estruturas) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

MÖRSCH, E. **Concrete-steel construction.** The engineering news publishing company. 1909.

NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES. Expansion Joints in Buildings. **Technical Report Nº 65**, Washington, D. C., p. 43, 1974.

NORMA BÁSICA DE LA EDIFICACIÓN. **Acciones em la edificación.** Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo - España, 1988.

NÚÑEZ, G. J. Z.; LOREDO-SOUZA, A. M.; ROCHA, M. M. Uso do túnel de vento como ferramenta de projeto no design aerodinâmico. **Design e Tecnologia**, v. 2, n. 04, p. 10-23, 31 dez. 2012.

OLIVEIRA, M. G. K. **Desenvolvimento de uma balança dinâmica de três graus de liberdade para estudo dos efeitos de flexo-torção em edifícios altos submetidos à ação do vento.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

PEREIRA, G. S. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola Politécnica da USP. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

POOJA, M; KARTHIYAINI, S. Investigation of flat slab structures with and without expansion joints for thermal stresses. **International Journal of Civil Engineering and Technology**, v. 8, n. 4, p. 1287–1295, 2017.

PITTA, M. R. **Estudo Técnico - ET 22: Selagem de juntas em pavimentos de concreto.** Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 1998.

PHILLIPS, A. D.; SOLIGO, M. J. Will CFD ever Replace Wind Tunnels for Building Wind Simulations? **International Journal of High-Rise Buildings**, v. 8, n. 2, p. 107–116, 2019.

POWELL, G. H. **Modeling for Structural Analysis - Behaviour and Basics.** Copyright by Computers and Structures Inc., Berkeley - California, USA, 2010.

REBAP. **Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado**. Porto Editora, Porto, 1983.

RODRIGUES, L. F. **Juntas em pavimentos de concreto: dispositivos de transferência de carga**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

RSA. **Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (Decreto-Lei n.º 235/83)**. Diário da República n.º 125/1983, Lisboa, 1983.

SIMIUI, E.; YEO, D. **Wind Effects on Structures**. 4.ed. Oxford: John Wiley & Sons Ltd, 2019.

SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil. Universidade de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

SCARRY, J. M. Floor Diaphragms and a Truss Method for their Analysis. **Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering**. 48(1): p.41-62, 2015.

SCSE COMMITTEE. **Expansion joints in buildings 1974**. Technical Report. n. 65: p. 1-43, 2000.

SCANIVALVE. **ZOC 33/64Px and ZOC 33/64PxX2 Electronic Pressure Scanning Module - Instruction and Service Manual**, 2016. Disponível em: [https://scanivalve.com/media/28028/zoc33\\_1603.pdf](https://scanivalve.com/media/28028/zoc33_1603.pdf). Acesso em: 30 ago. 2022.

SIMIUI, E.; SCANLAN, R. **Wind Effects on Structures** 2ª.ed. USA. A Wiley-Interscience Publication, 1986.

SILVA, W. Q. **Sobre análise não linear geométrica de edifícios considerando o empenamento dos núcleos estruturais e a interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola Politécnica da USP. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. 1ª.ed. Rio de Janeiro. Editora Elsevier, 2014. 464p.



SOUSA JUNIOR, E. **Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

SYDNAOUI, I; MOHAMED, R. B. N; AB.KADI, M. A. B. The Effects of Seasonal Thermal Loads at Expansion Joints Locations in Arabic Area Buildings. **International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering**, v. 8, n. 11S2, 2019.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton - FL: CRC press, 2009.

TELLER, L. W.; CASHELL, H. D. **Performance of Doweled Joints Under Repetitive Loading**. Public Roads, v.30, n.1, 24p, 1958.

TREIN, C. A. **Modelagem dinâmica equivalente de edifícios altos submetidos à ação do vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Manual de Pórtico e Grelha-TQS**. São Paulo, 2013.

VALENCIANI, V. C. **Ligações em Estruturas de Aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

VASCONCELOS, A. C. **Origem dos Parâmetros de Estabilidade Alfa e Gama Z**. Instituto de Engenharia, Coletânea de trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios, São Paulo, SP, 1997.

VLASOV, V. Z. **Thin-walled elastic beams**. Jerusalem: Israel Program for Scientific Translations, 1961.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: Mechanics and Design**. Upper Saddle River, New Jersey: Pearson Education, 2012.

WILSON, E. L. **Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures**. Third Edition, Computers and Structures Inc., Berkeley - California, USA, 1998.

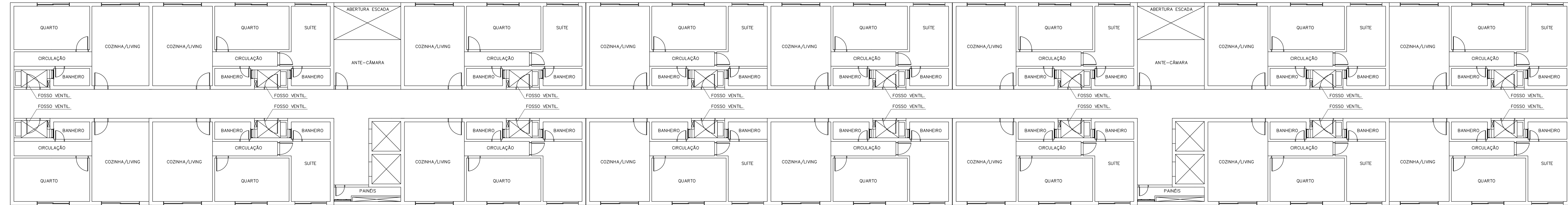
WILSON, E. L.; HABIBULLAH, A. Static and Dynamic Analysis of Multi-Story Buildings Including P-Delta Effects. Earthquake Spectra. Vol. 3, No.3. **Earthquake Engineering Research Institute**, 1987.

WORDELL, F. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. 2003. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

YAGUI, T. **Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço: carregamento crítico de instabilidade geral**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Campinas, Limeira, 1978.

YOSHIDA, G. K. **Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola Politécnica da USP. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

**APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO DO PAVIMENTO TIPO  
(PLANTA BAIXA)**

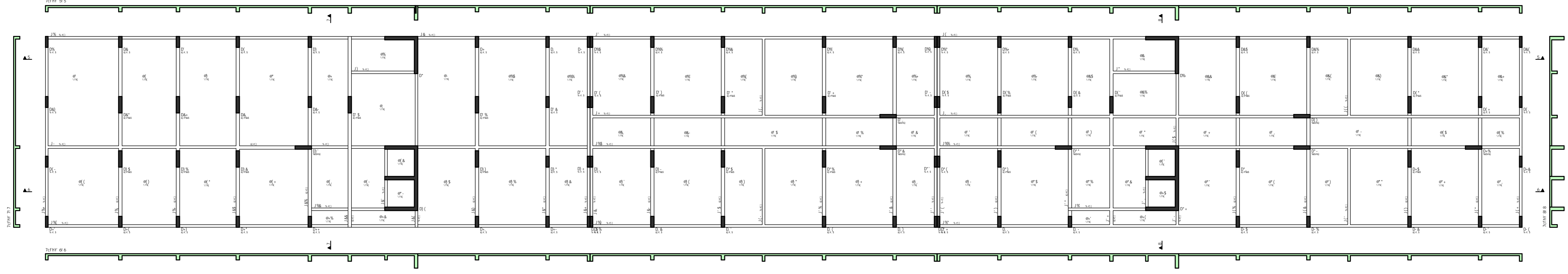


LAYOUT ARQUITETÔNICO – PAVIMENTO TIPO

## **APÊNDICE B – PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO TIPO E COBERTURA**

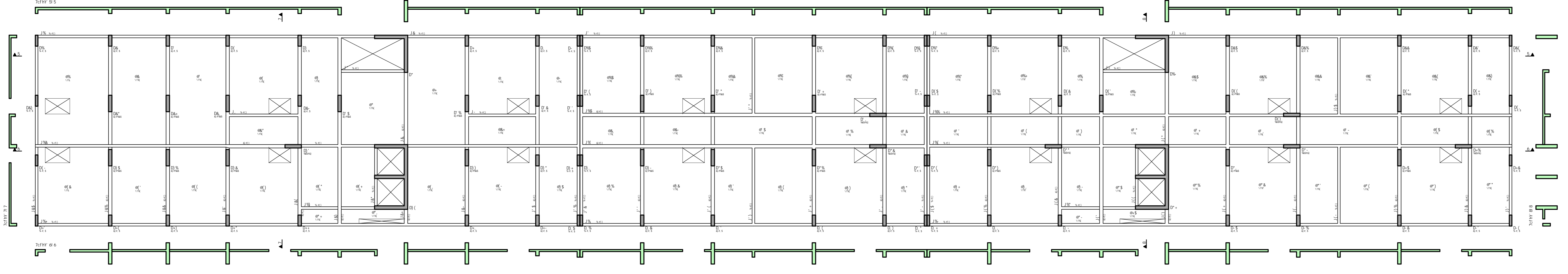
8YgYbAc dFcXI n] Xc dcf j Yfg-c UWX..a] Wz df c] V] Xc i gc WzVfWU

D@5BH5' 89' : @FA5G' ! 7C69FHI F5

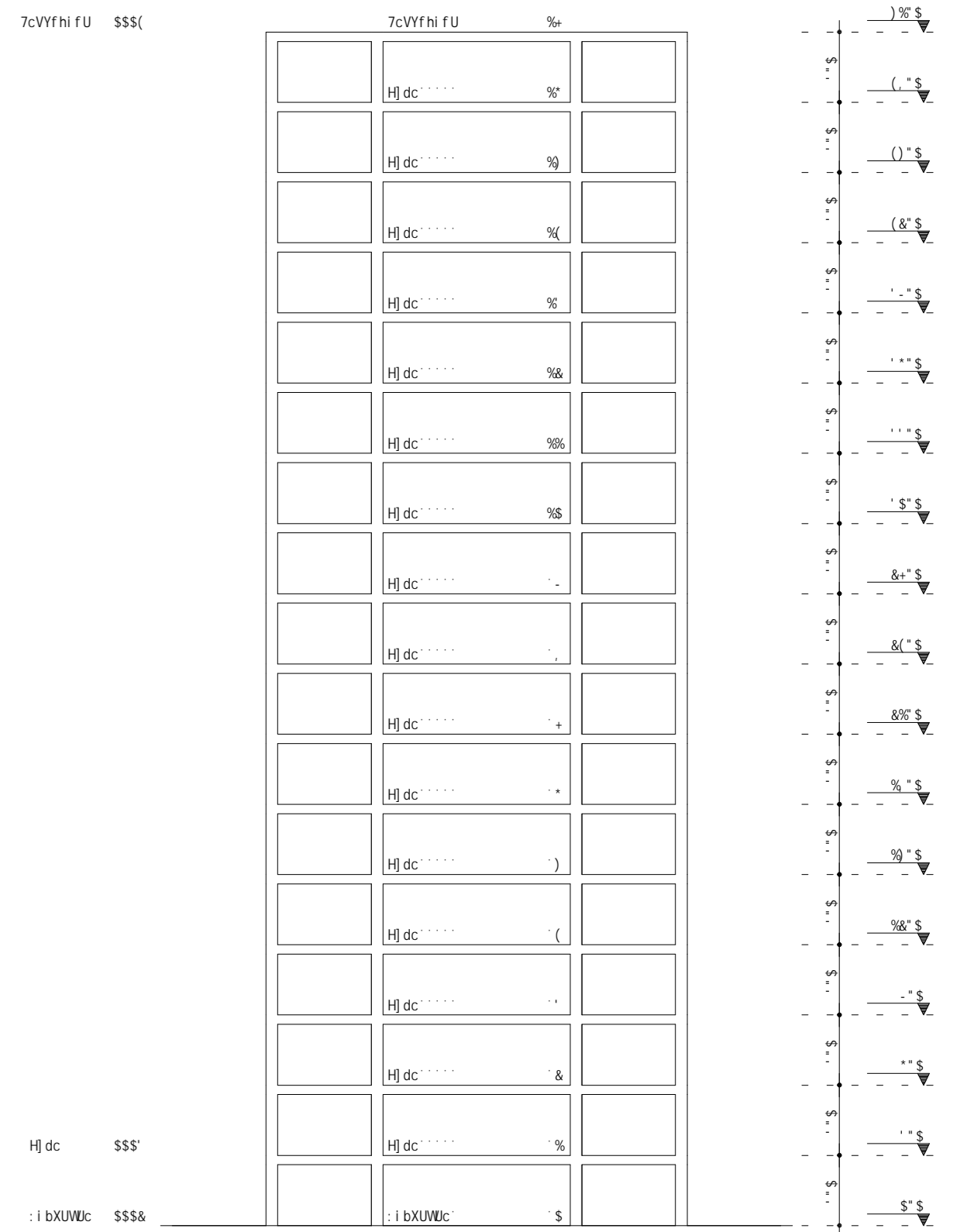


8YgYbAc dFcXI n] Xc dcf j Yfg-c UWX..a] Wz df c] V] Xc i gc WzVfWU

D@5BH5' 89' : @FA5G' ! H=DC



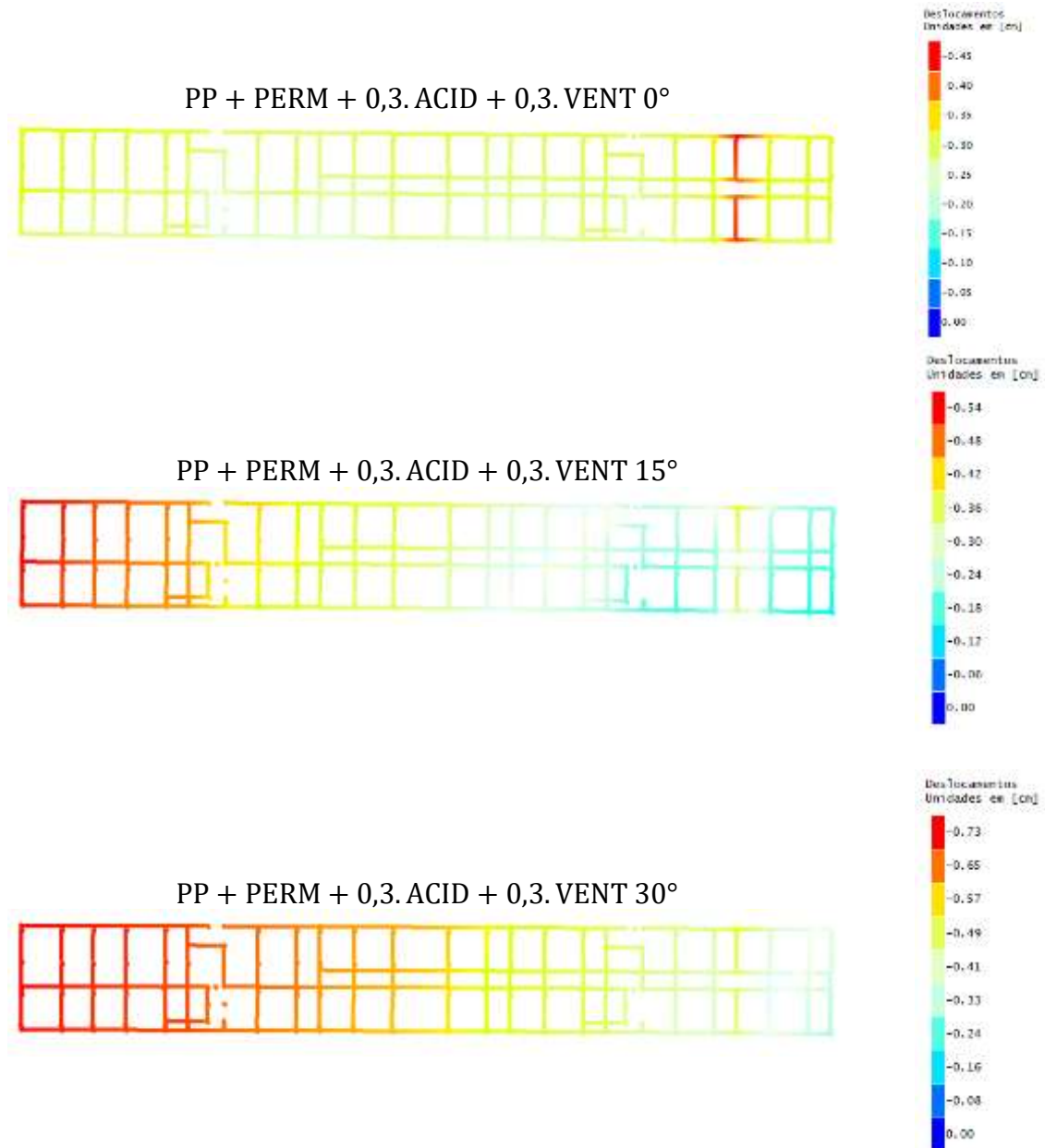
7cFhY Ygei Yazh] Wc



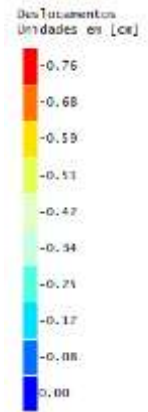
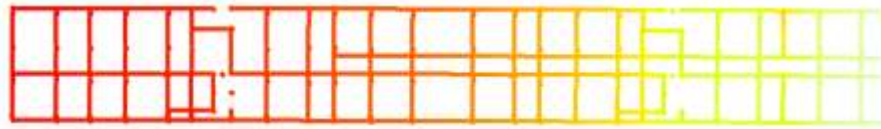
8YgYbAc dFcXI n] Xc dcf j Yfg-c UWX..a] Wz df c] V] Xc i gc WzVfWU  
8YgYbAc dFcXI n] Xc dcf j Yfg-c UWX..a] Wz df c] V] Xc i gc WzVfWU

7C69FHI F5 ADU ADU		GWS B' C WZ V] Xc
GWS WZ V] Xc	GWS B' C WZ V] Xc	WZ V] Xc WZ V] Xc
#58.FA5G 7C69FHI F5	#58.FA5G 7C69FHI F5	#58.FA5G 7C69FHI F5

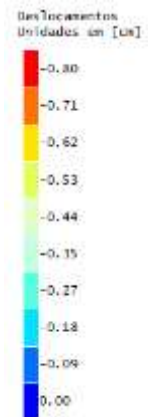
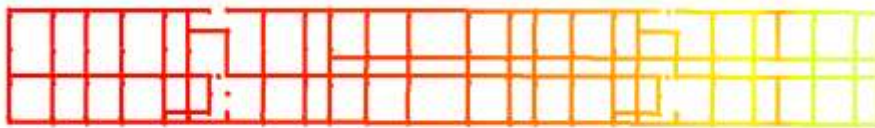
## APÊNDICE C – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO A (ISOLADO)



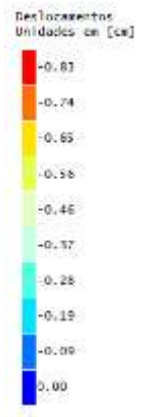
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 45°



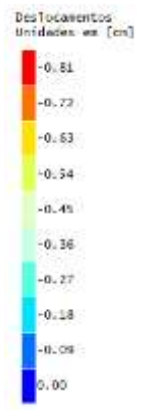
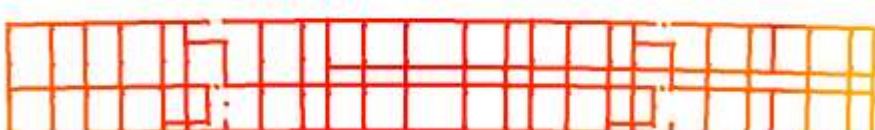
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 60°



PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 75°

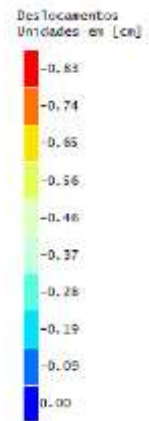
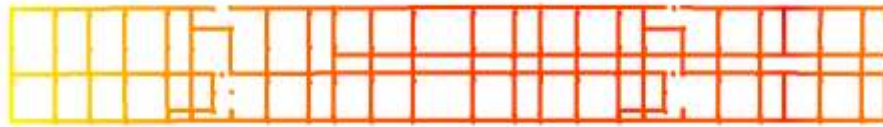


PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 90°

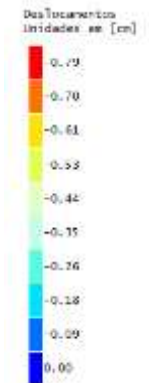
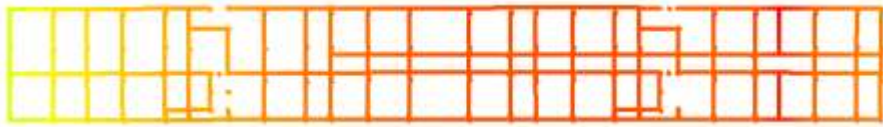




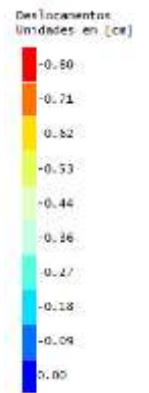
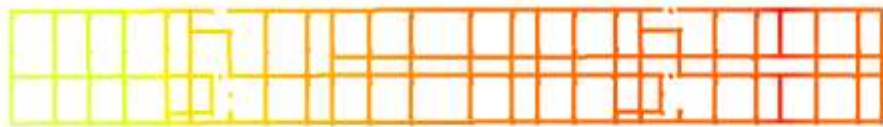
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 105°



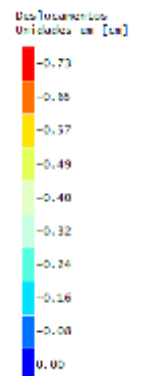
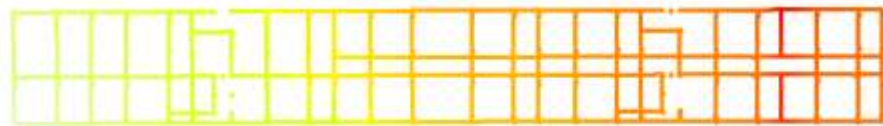
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 120°



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 135°



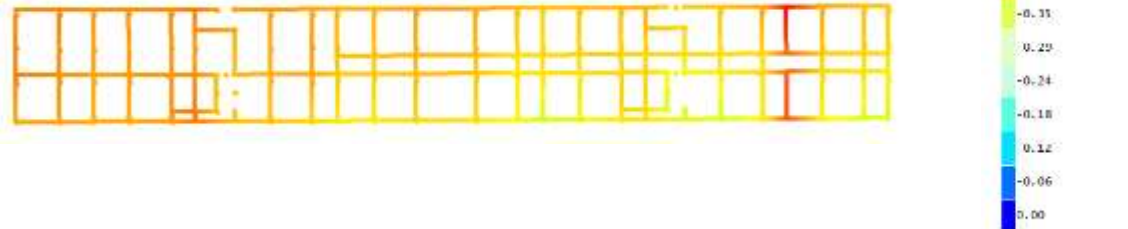
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 150°



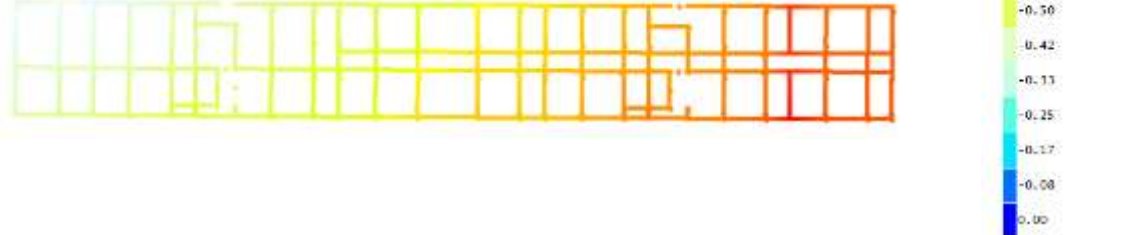
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 165°



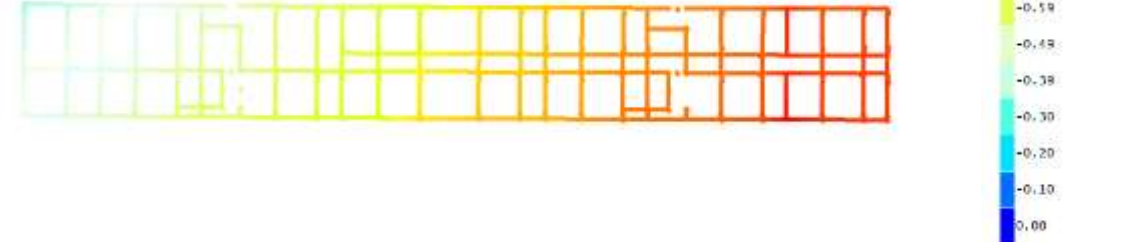
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 180°



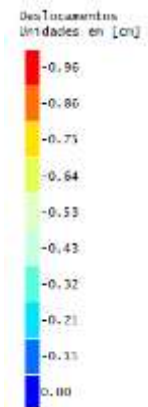
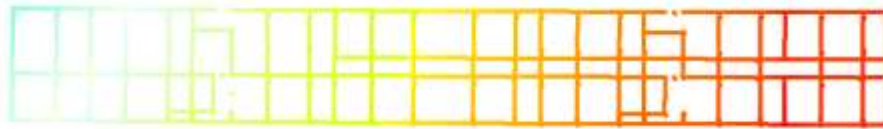
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 195°



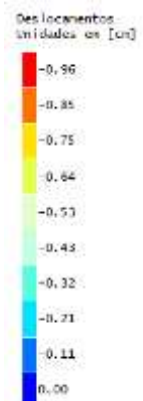
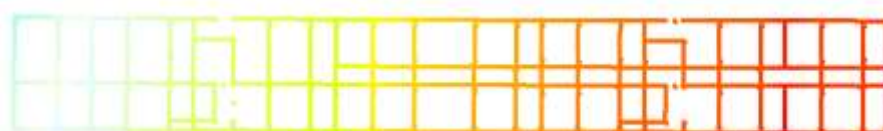
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 210°



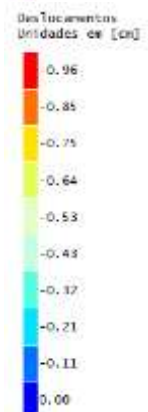
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 225°



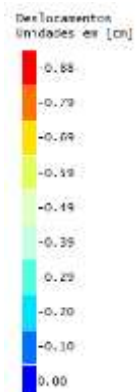
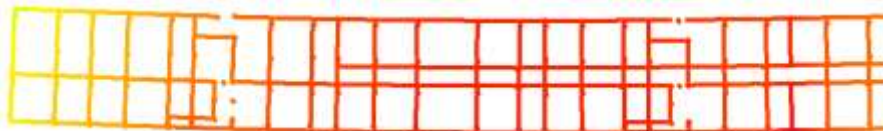
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 240°



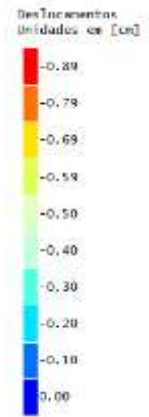
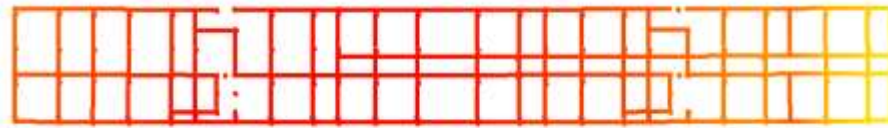
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 255°



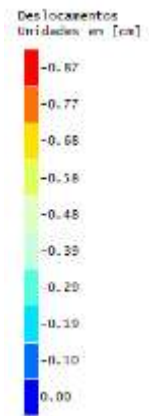
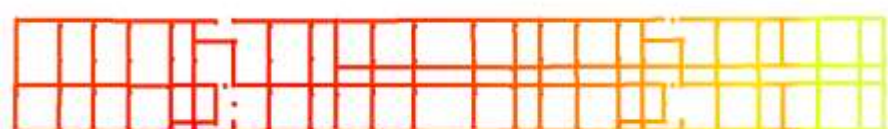
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 270°



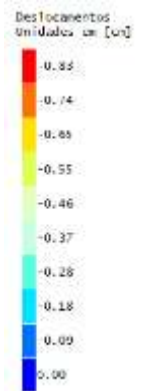
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 285°



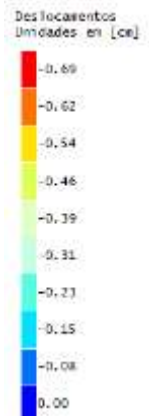
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 300°

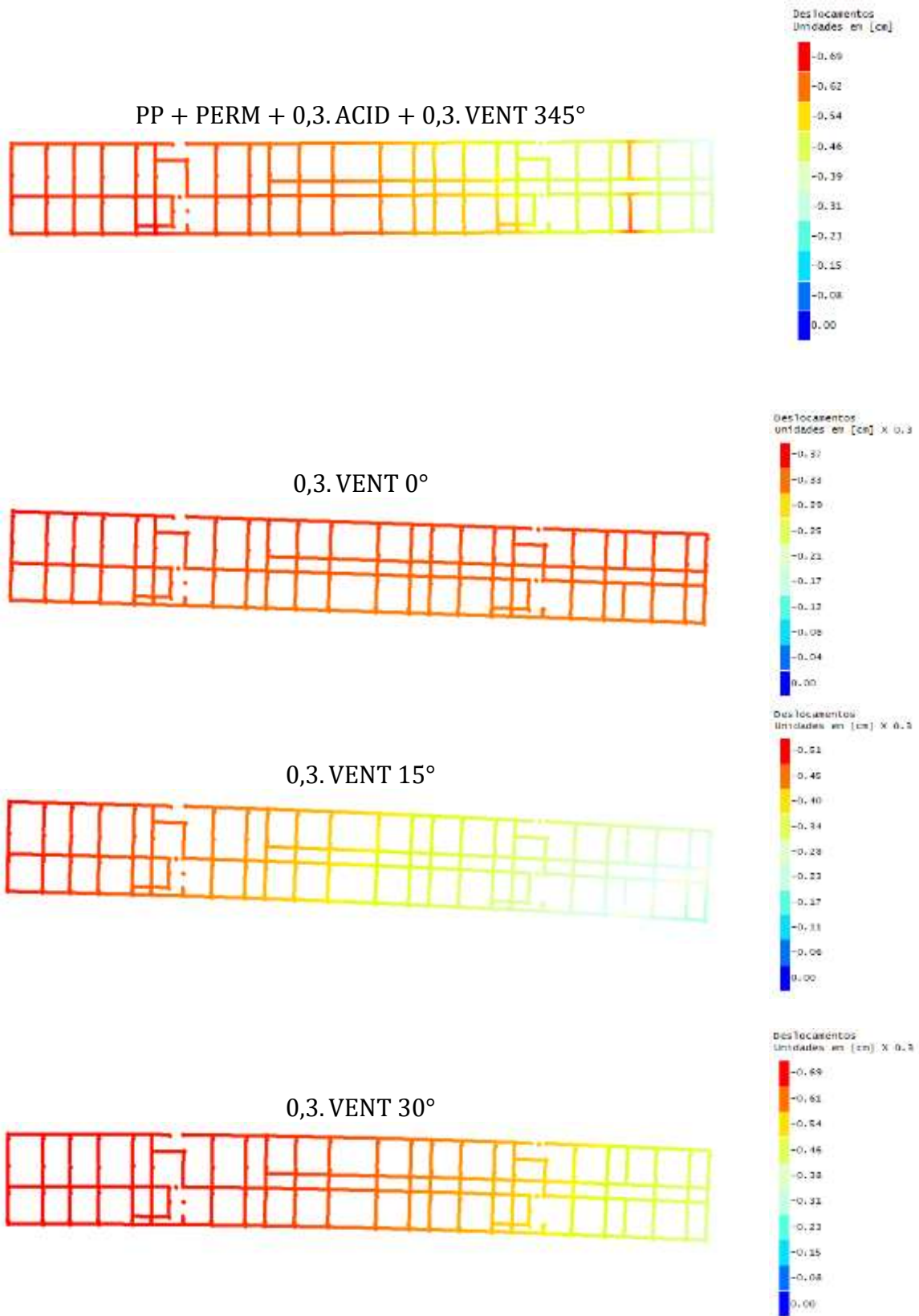


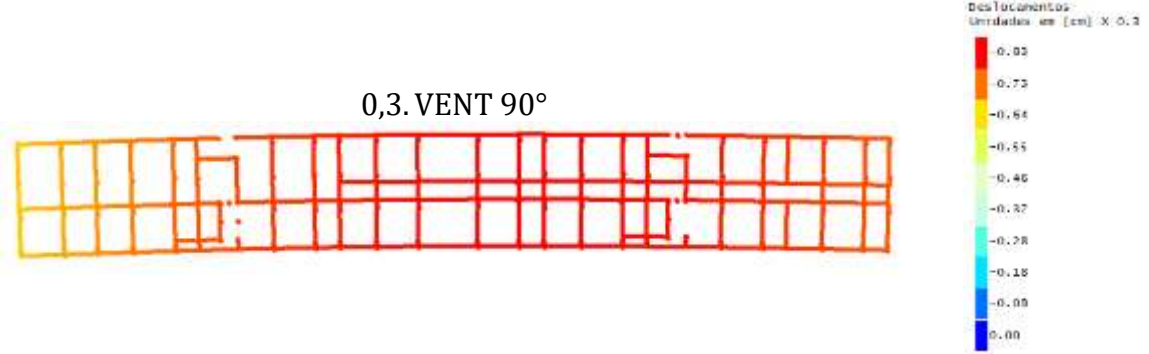
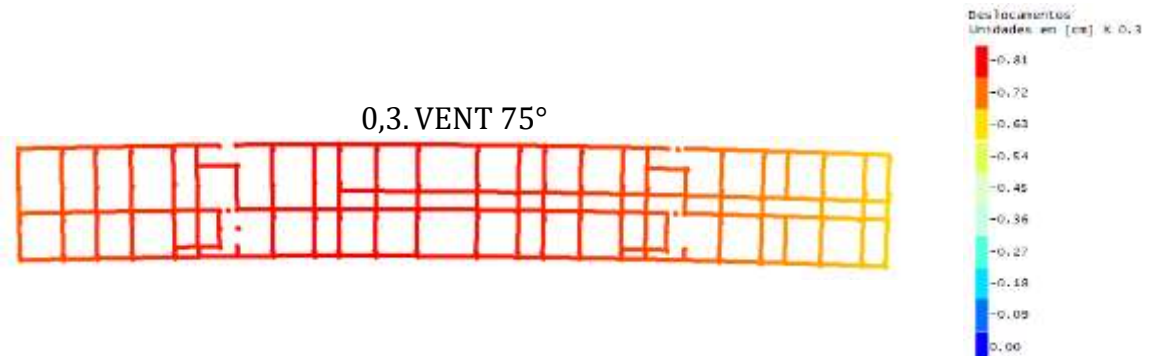
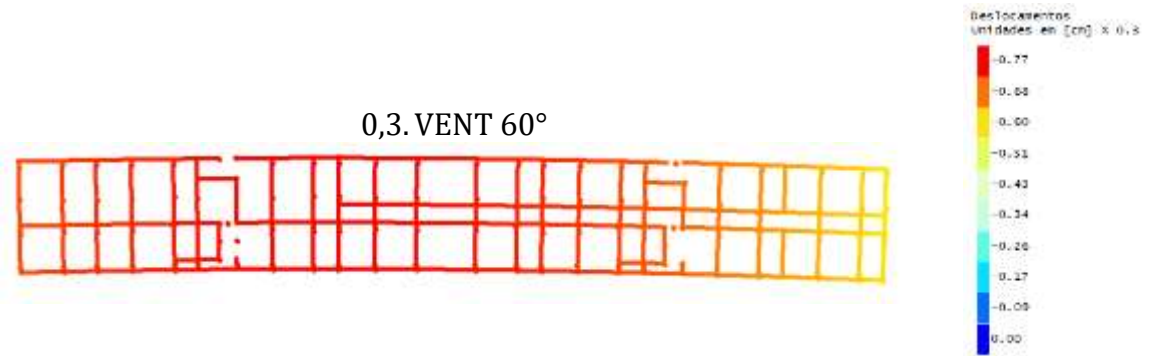
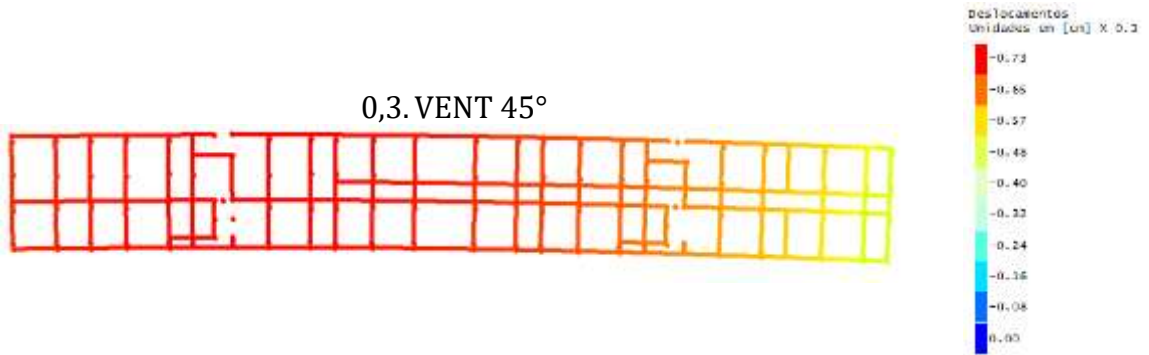
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 315°

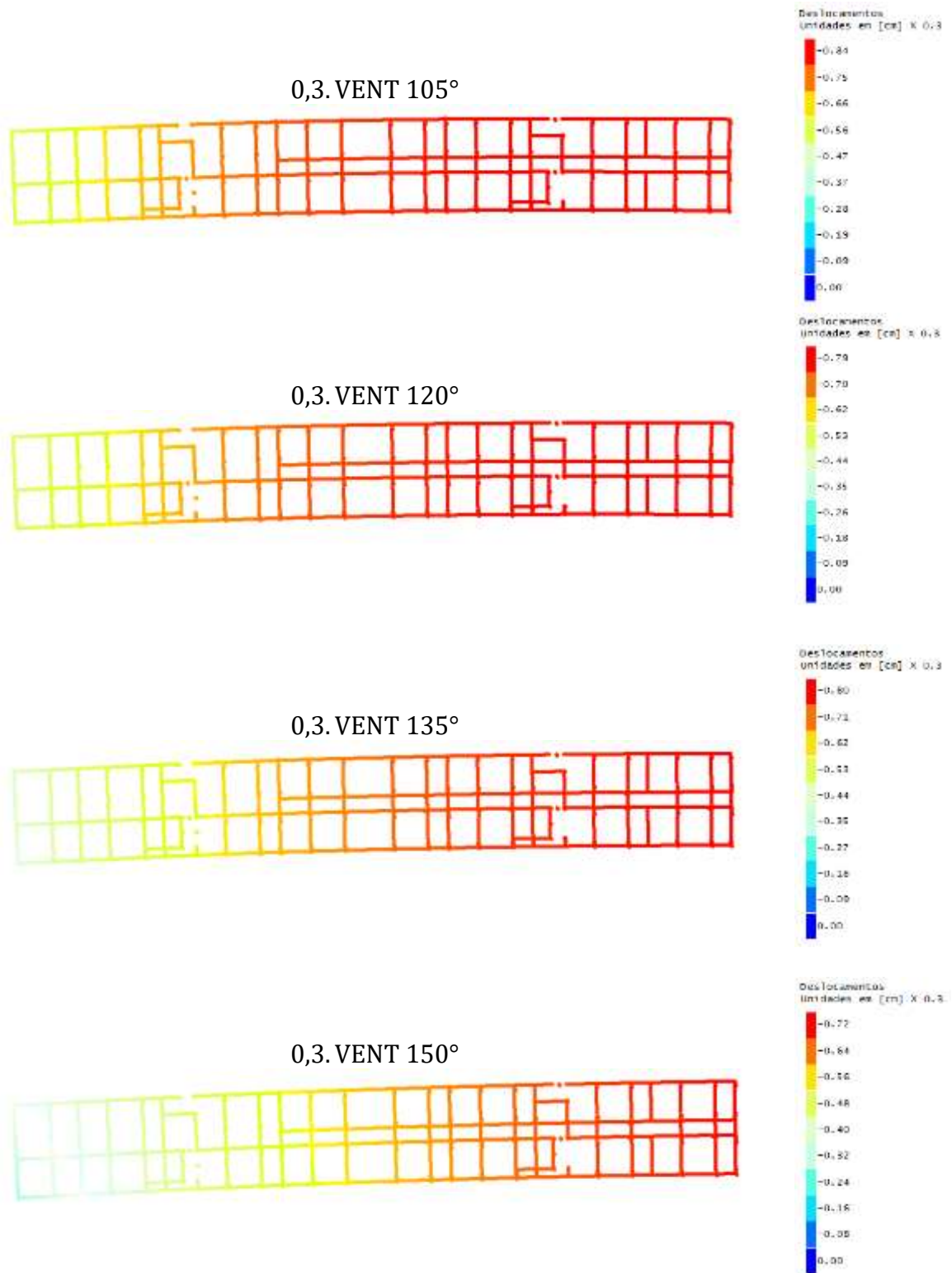


PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 330°

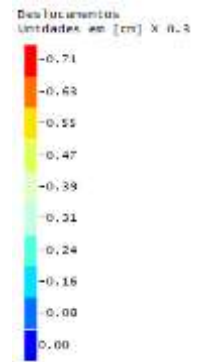




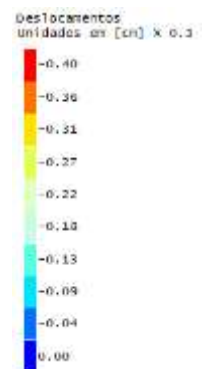
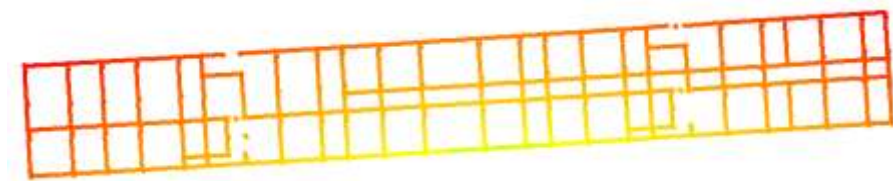




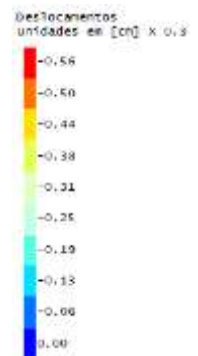
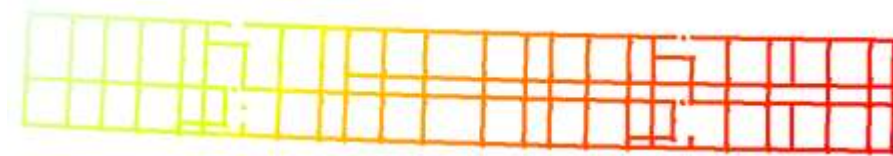
0,3. VENT 165°



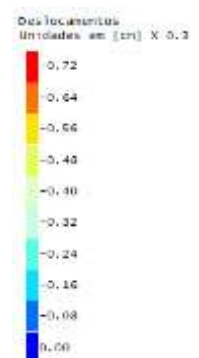
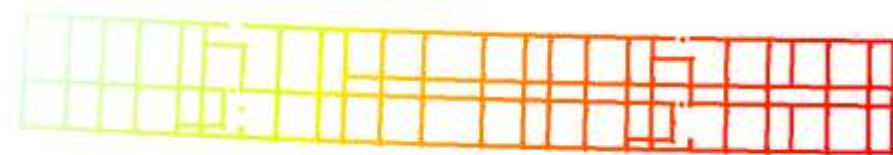
0,3. VENT 180°



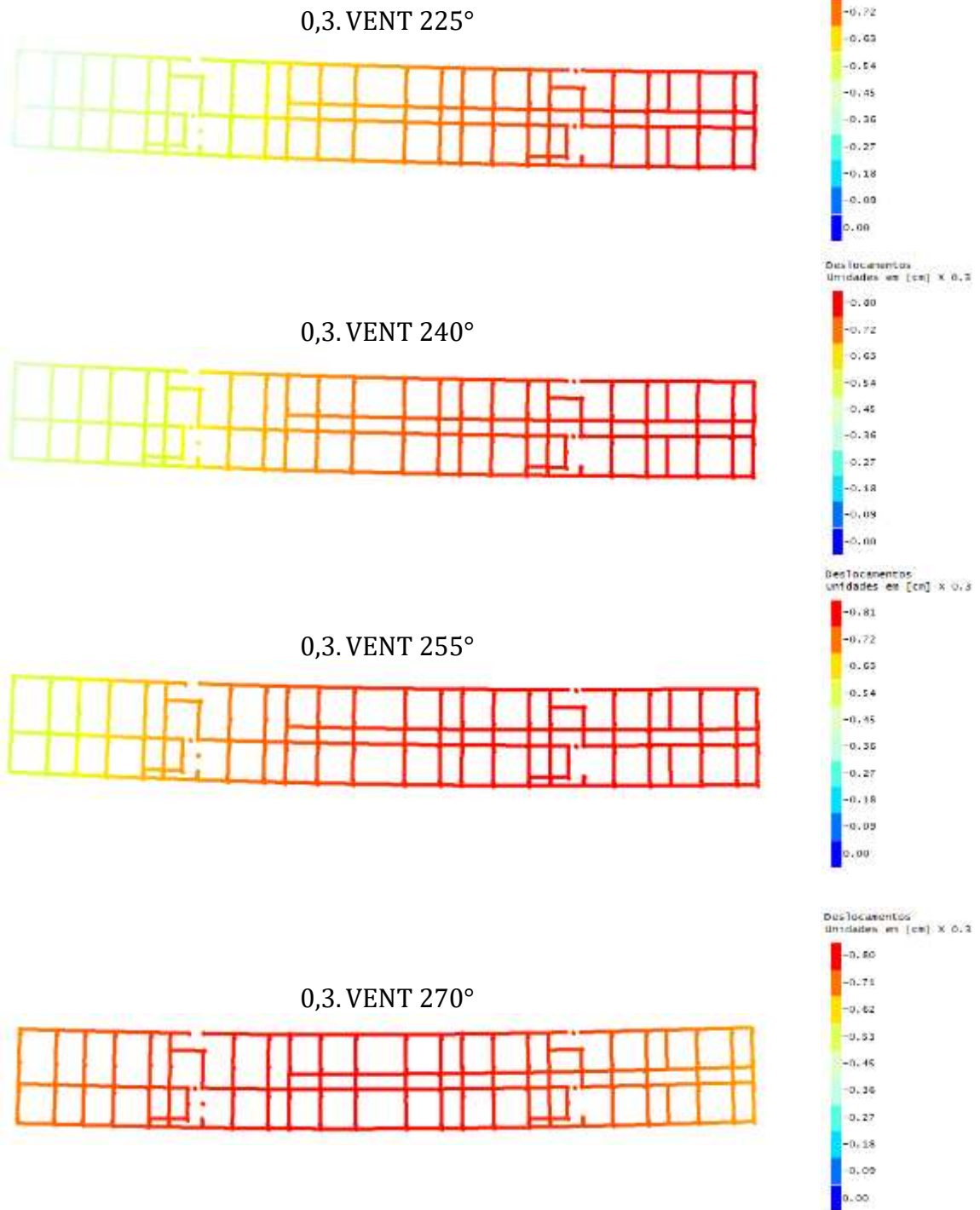
0,3. VENT 195°



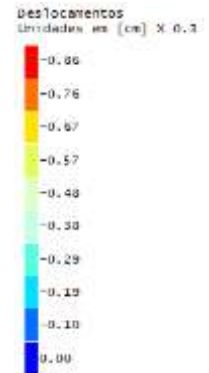
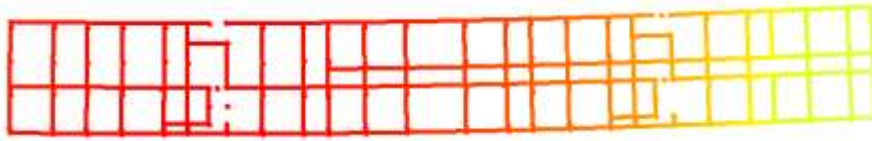
0,3. VENT 210°



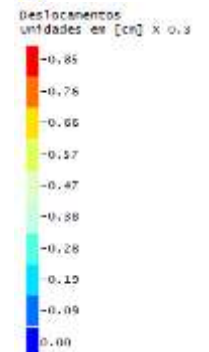
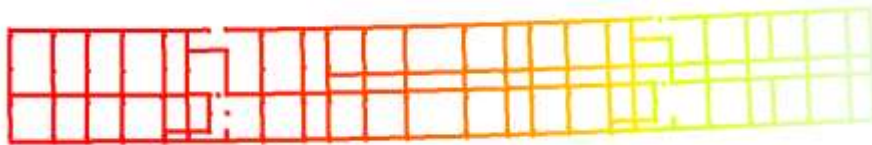




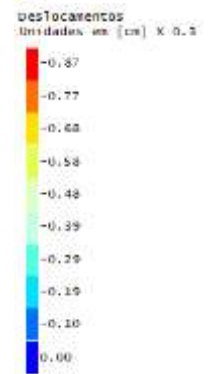
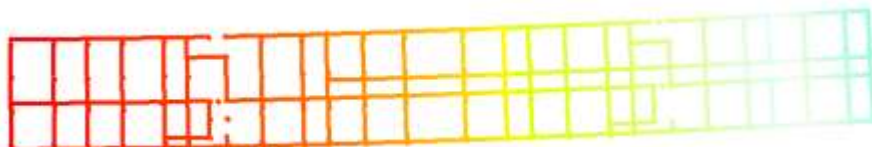
0,3. VENT 285°



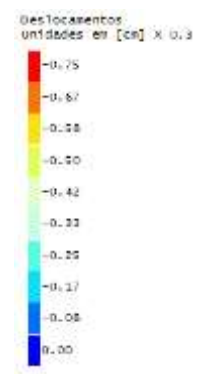
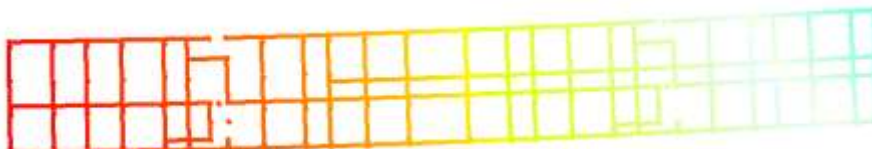
0,3. VENT 300°



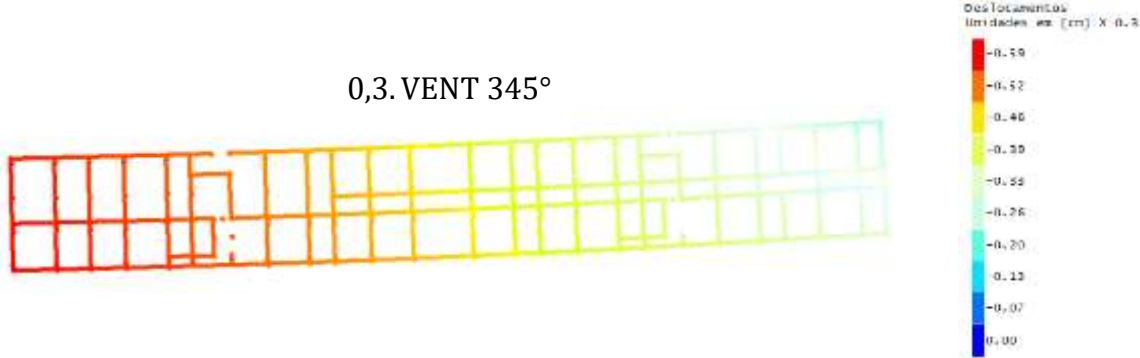
0,3. VENT 315°



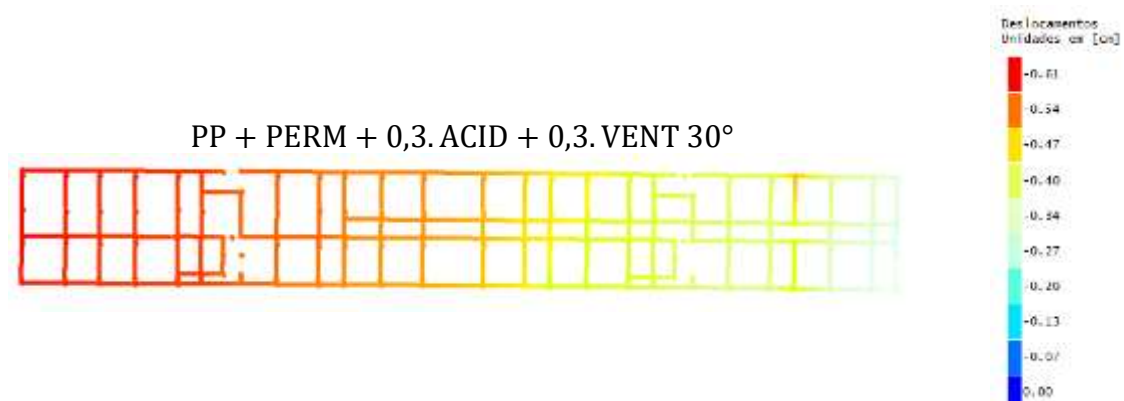
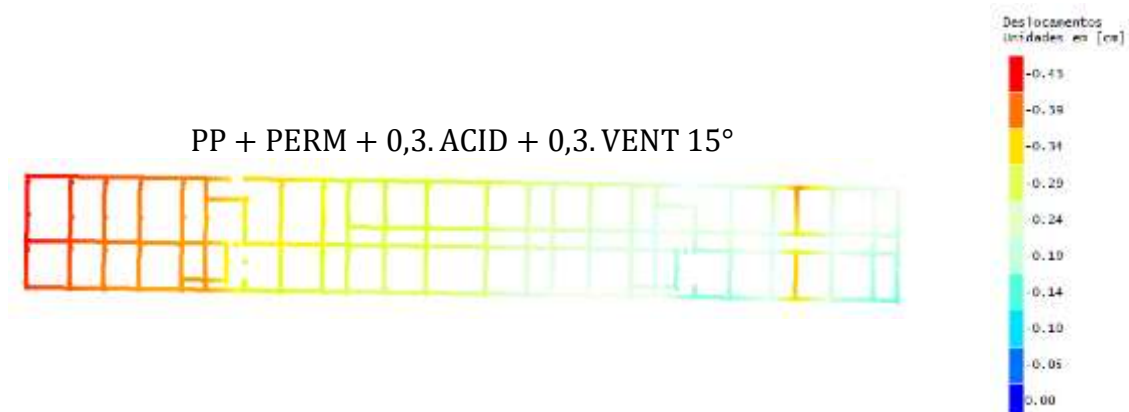
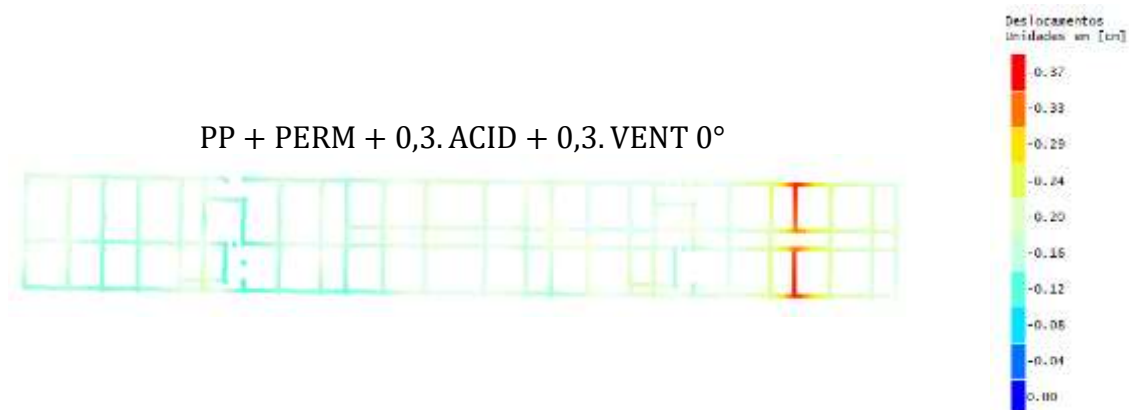
0,3. VENT 330°

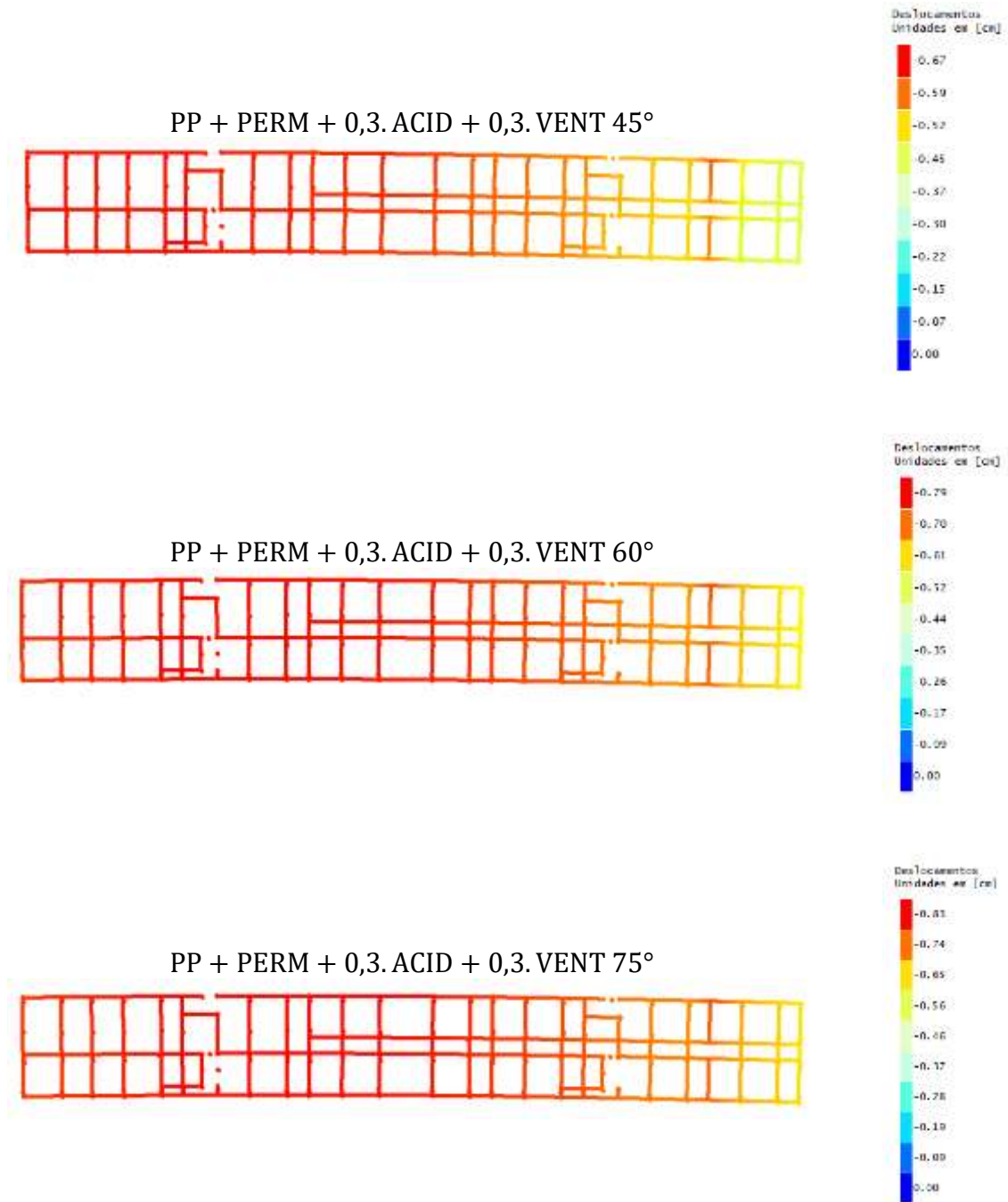


0,3. VENT 345°

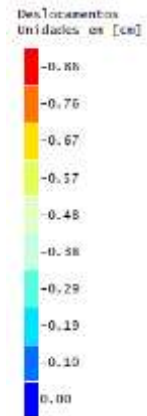
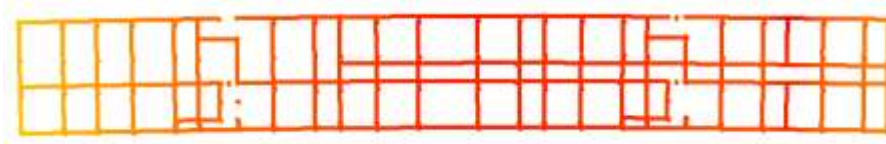


## APÊNDICE D – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO A (COM VIZINHANÇA)

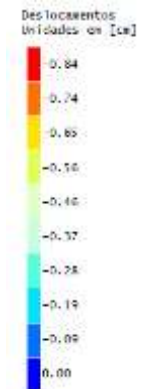
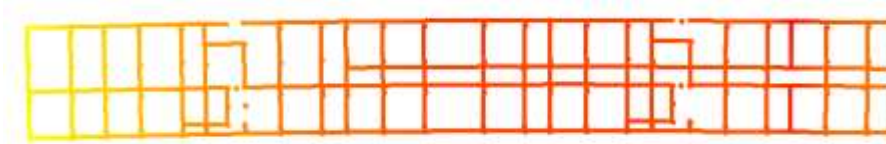




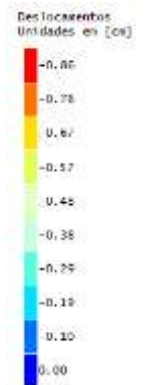
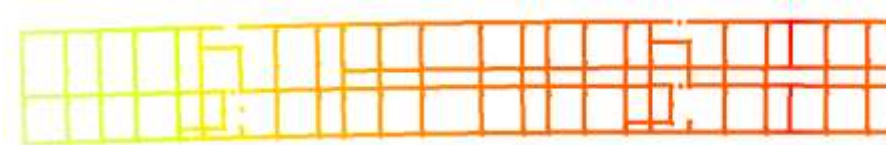
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 90°



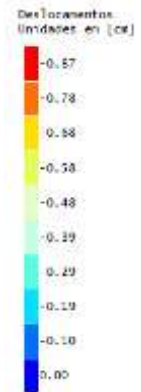
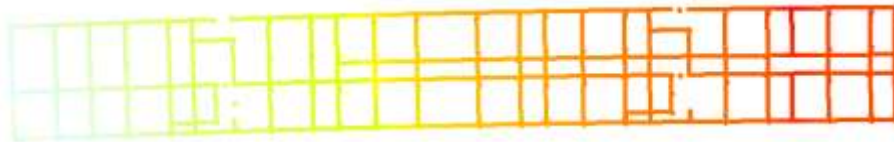
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 105°



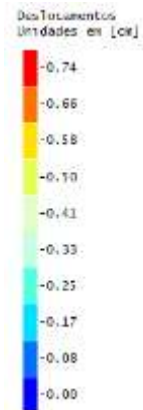
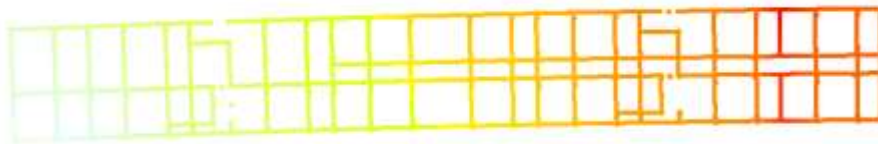
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 120°



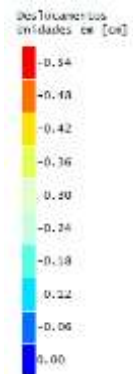
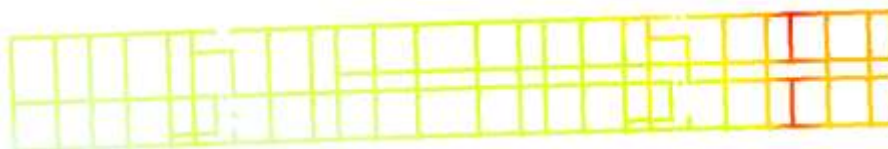
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 135°



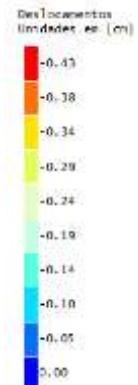
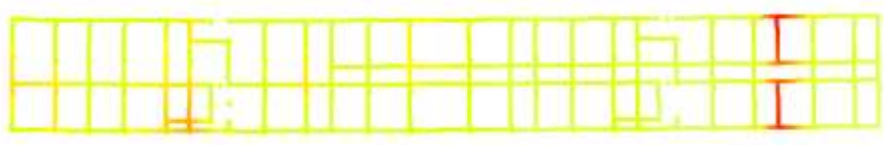
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 150°



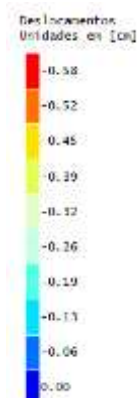
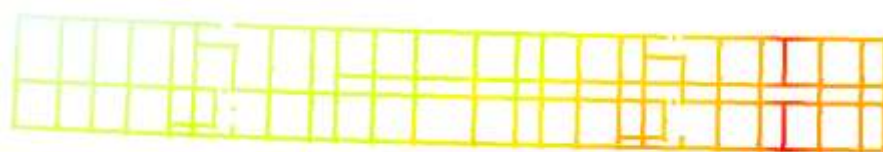
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 165°



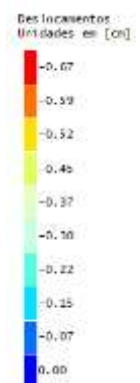
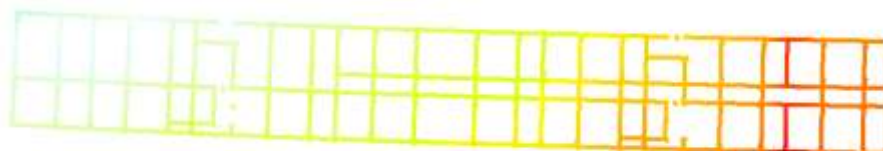
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 180°



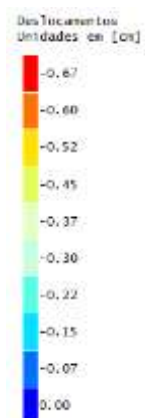
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 195°



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 210°

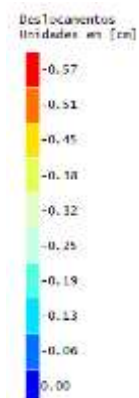


PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 225°

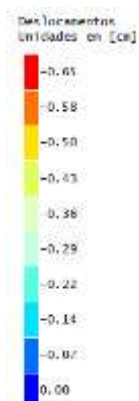
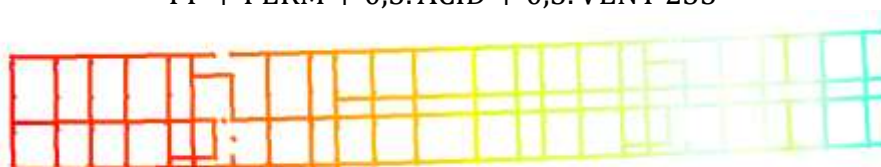




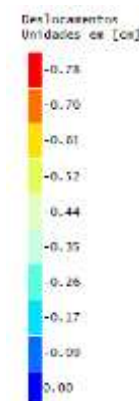
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 240°



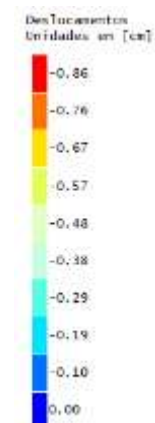
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 255°



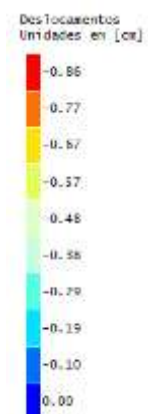
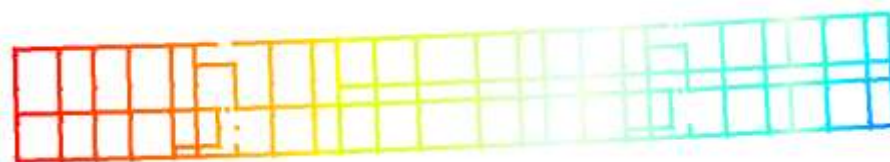
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 270°



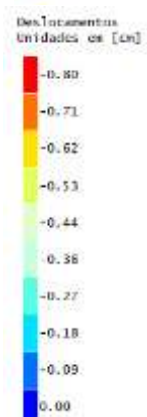
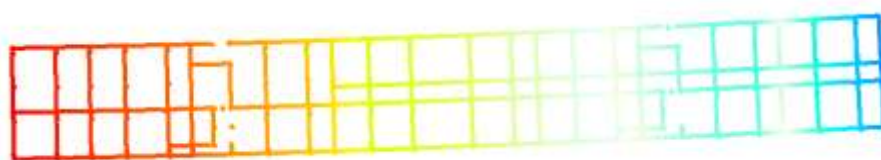
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 285°



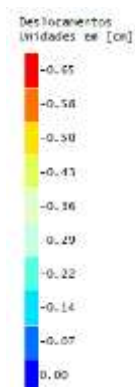
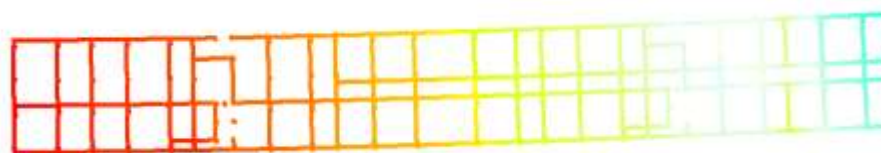
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 300°



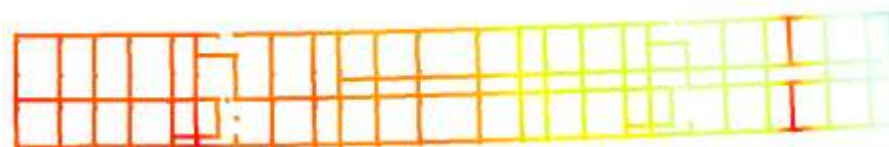
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 315°



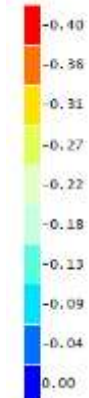
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 330°



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 345°



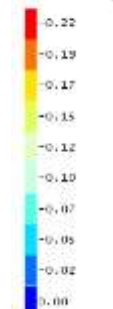
Deslocamentos  
Unidades em [cm]



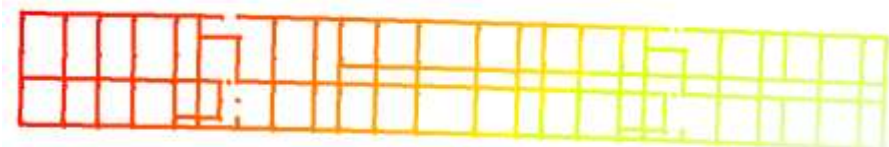
0,3.VENT 0°



Deslocamentos  
unidades em [cm] X 0,3



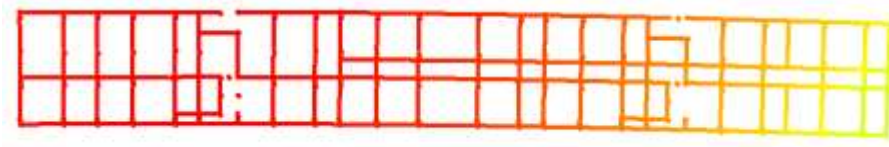
0,3.VENT 15°



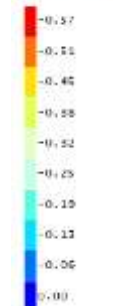
Deslocamentos  
unidades em [cm] X 0,3

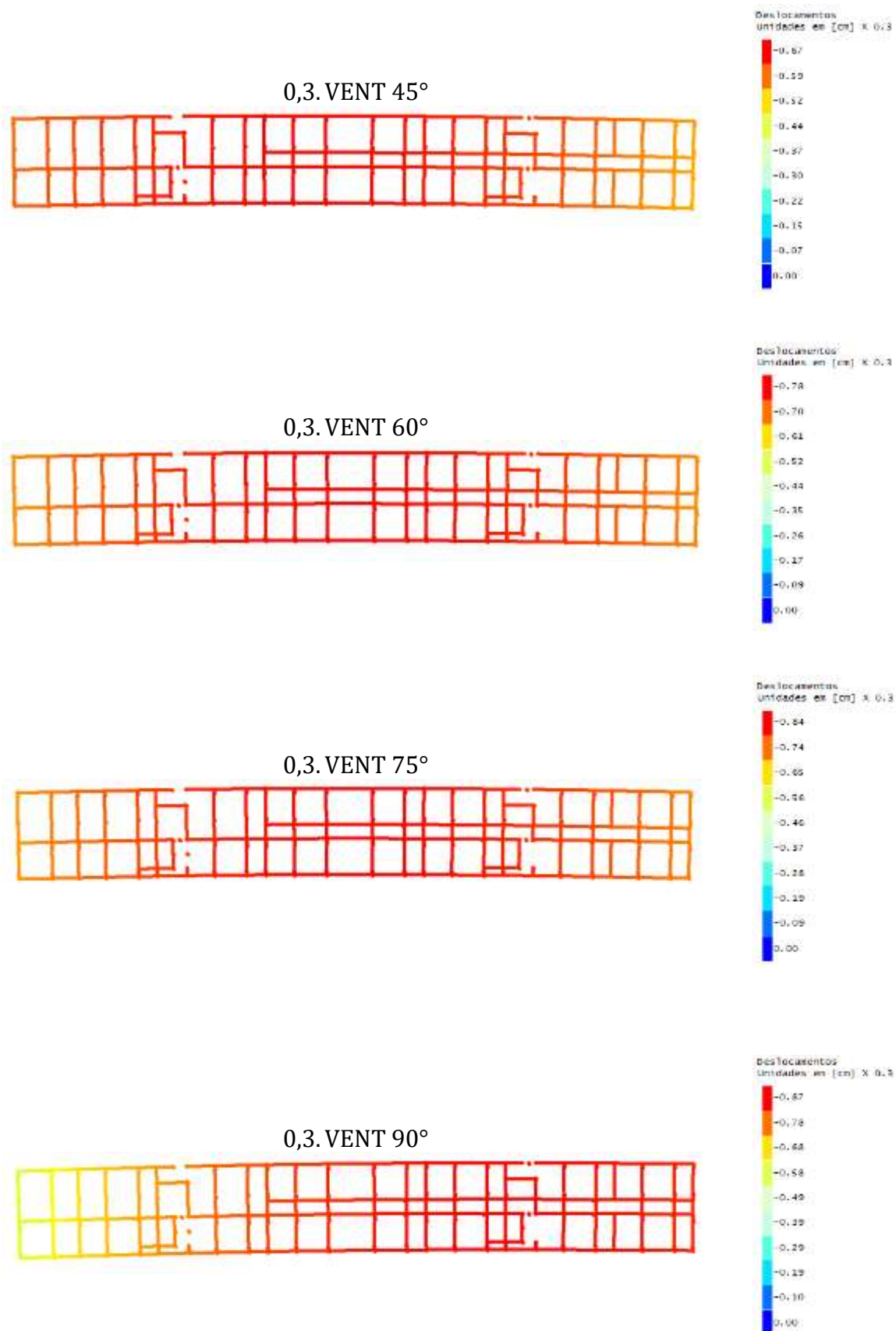


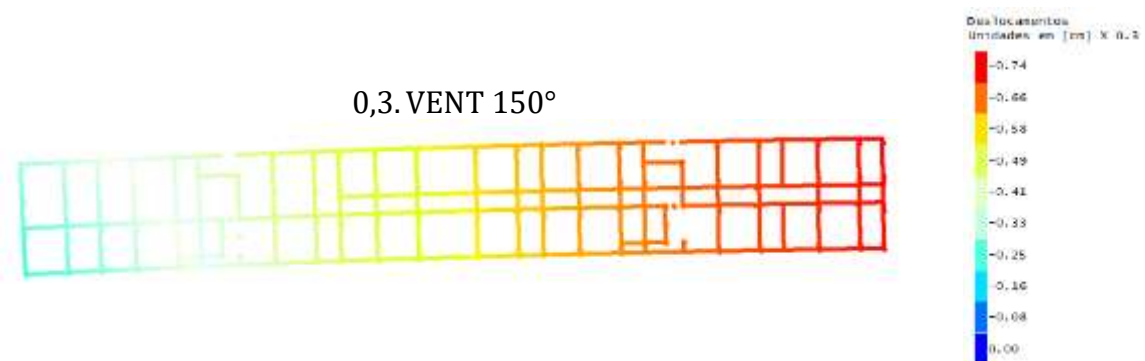
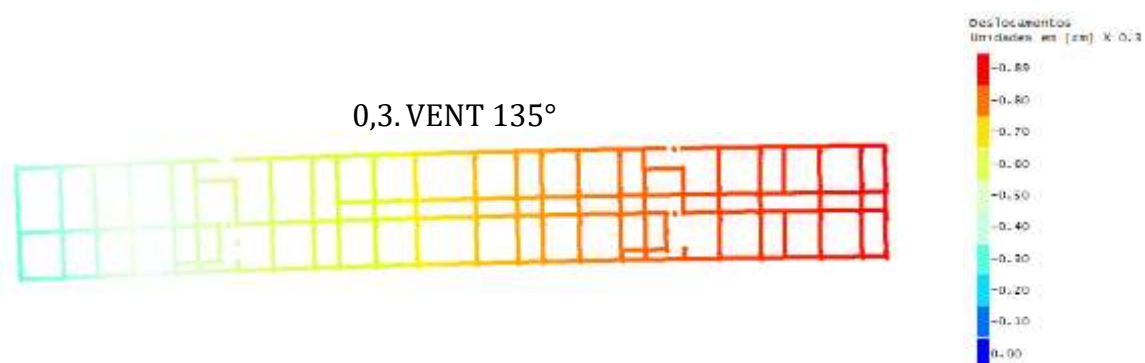
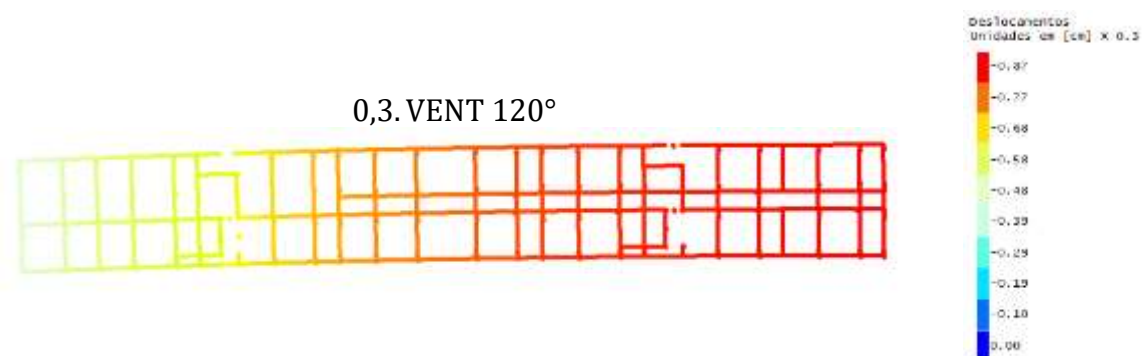
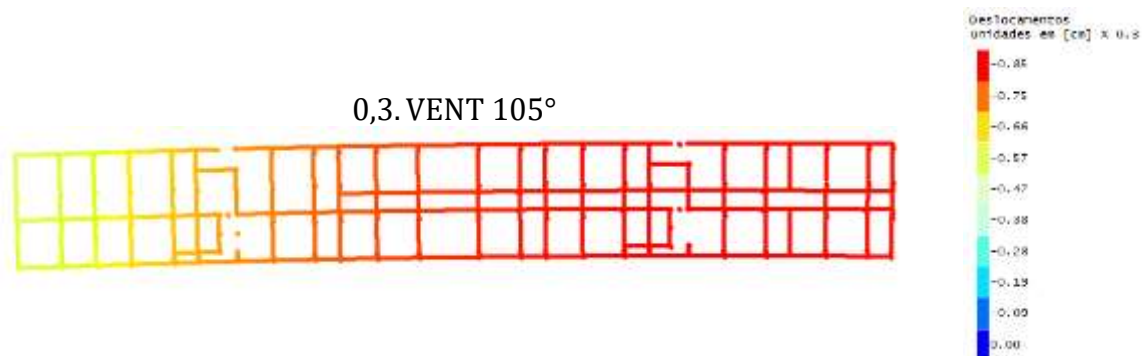
0,3.VENT 30°



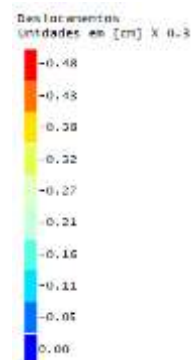
Deslocamentos  
Unidades em [cm] X 0,3



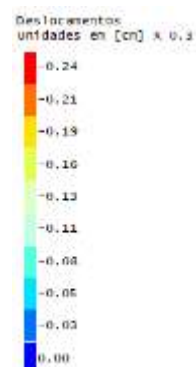
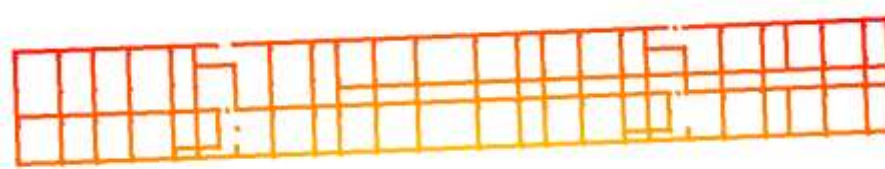




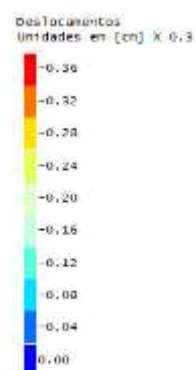
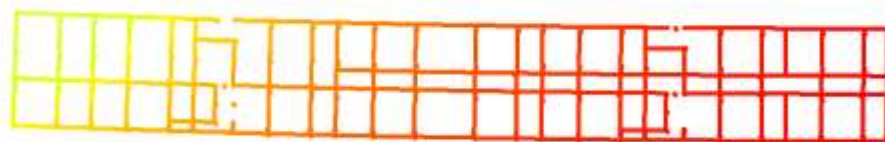
0,3. VENT 165°



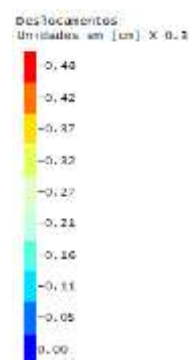
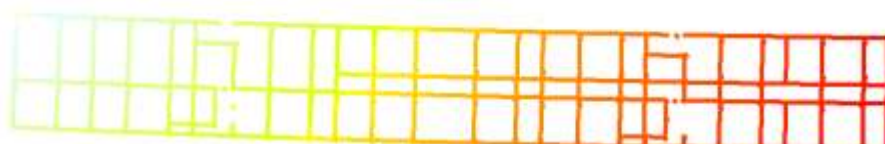
0,3. VENT 180°



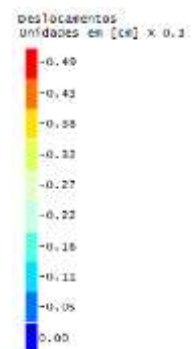
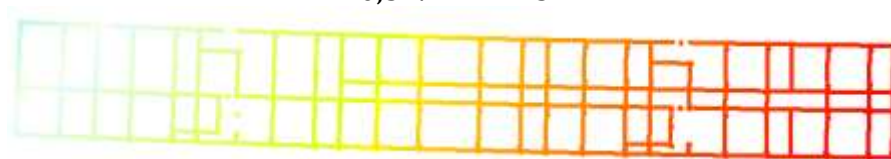
0,3. VENT 195°



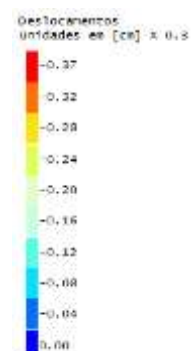
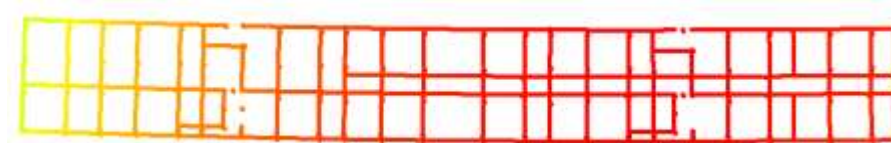
0,3. VENT 210°



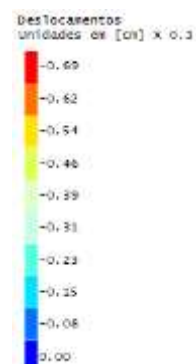
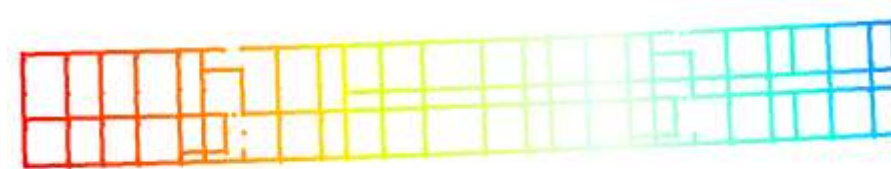
0,3. VENT 225°



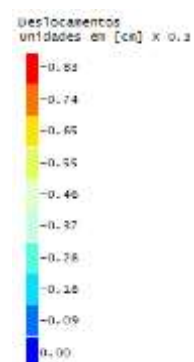
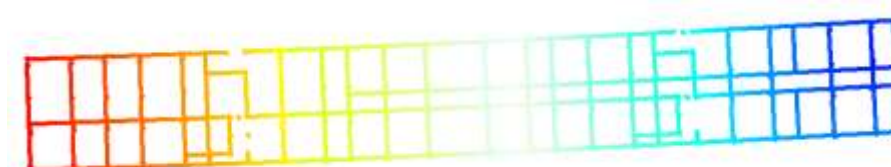
0,3. VENT 240°



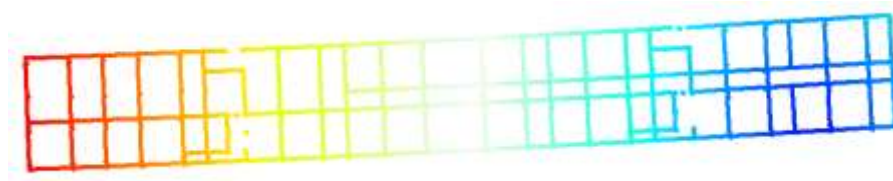
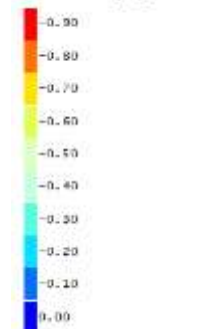
0,3. VENT 255°



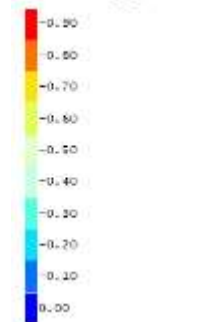
0,3. VENT 270°



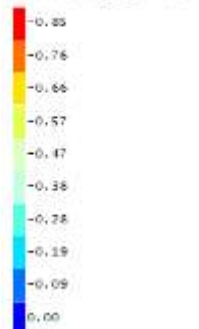
0,3. VENT 285°

Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3

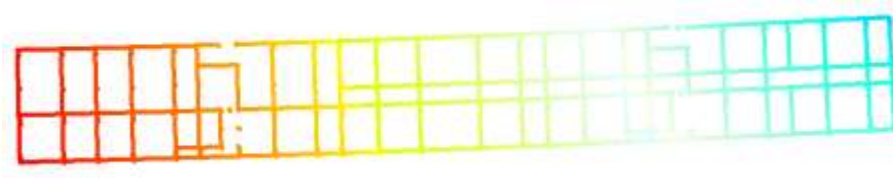
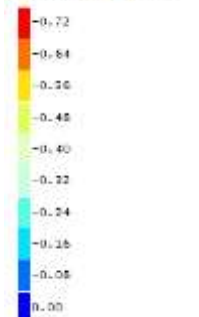
0,3. VENT 300°

Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3

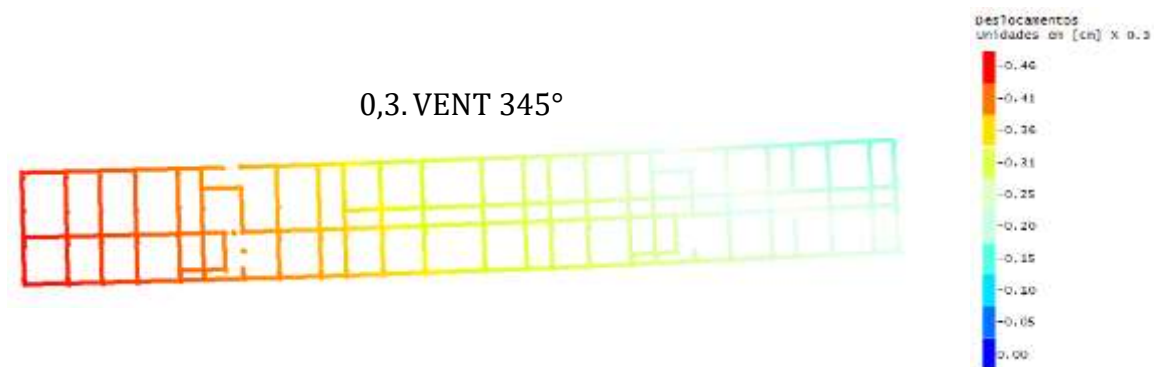
0,3. VENT 315°

Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3

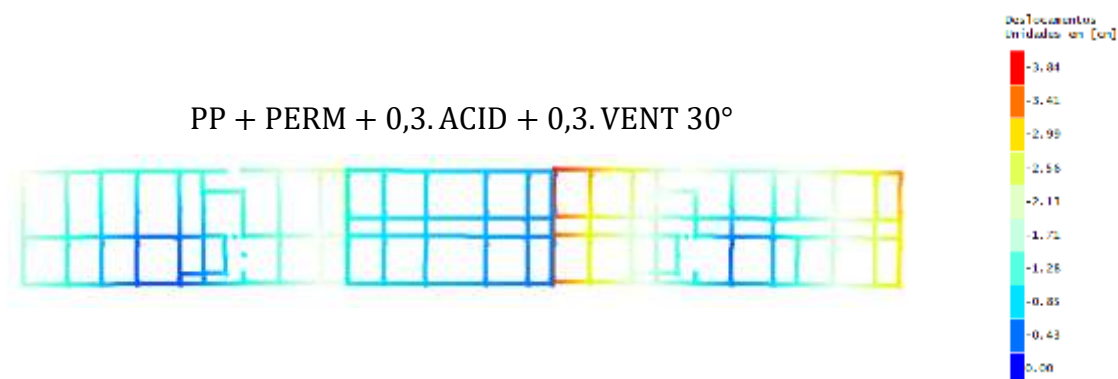
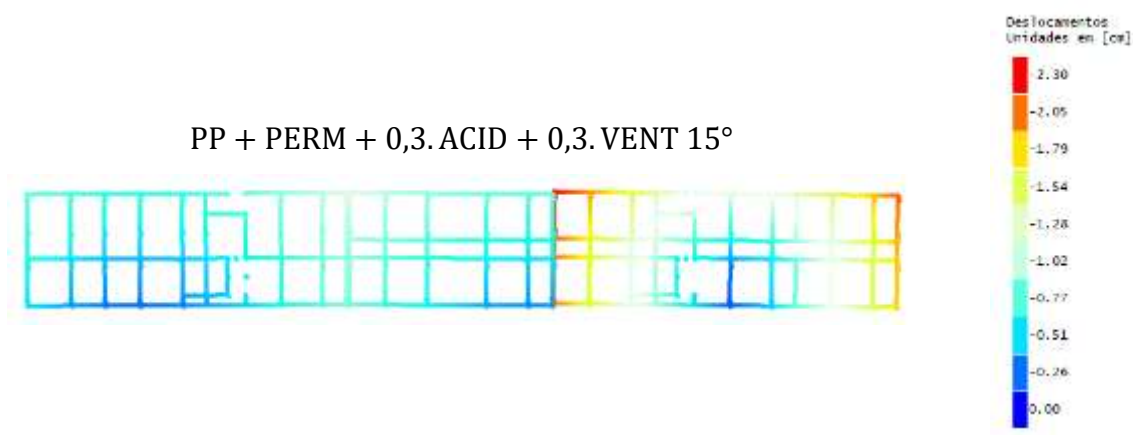
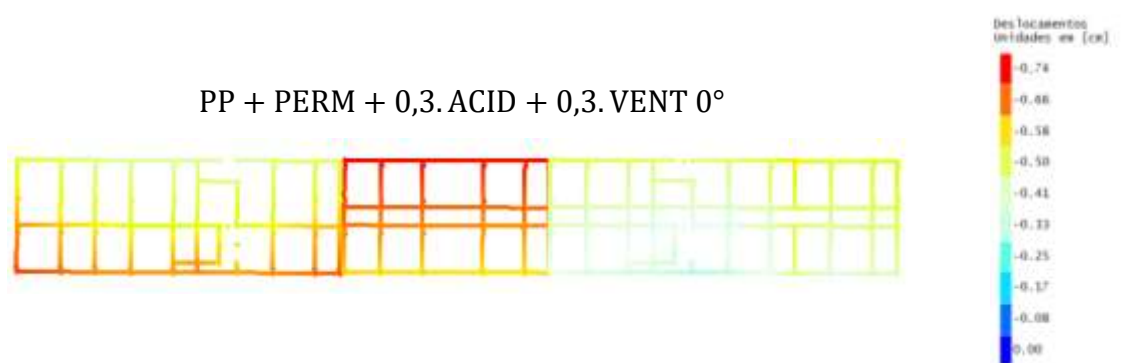
0,3. VENT 330°

Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3





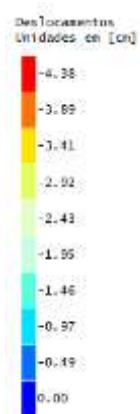
## APÊNDICE E – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO B (ISOLADO)



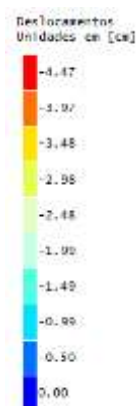
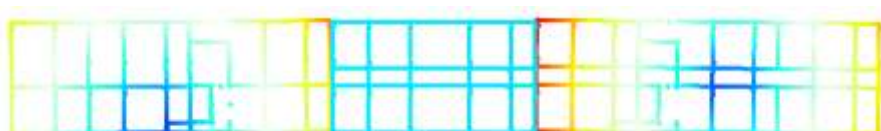
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 45°



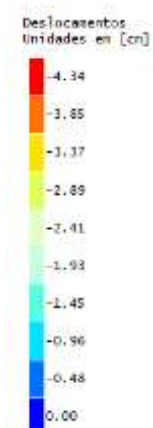
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 60°



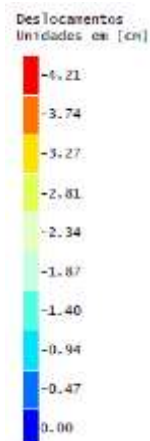
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 75°



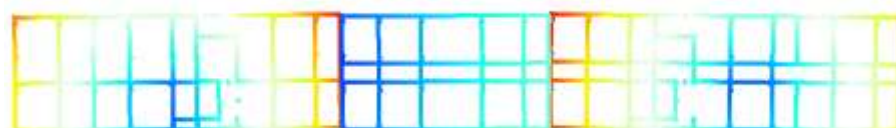
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 90°



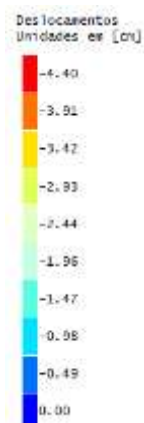
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 105°



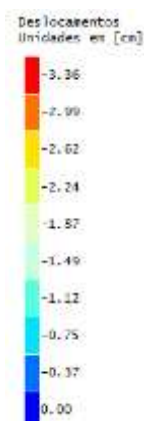
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 120°



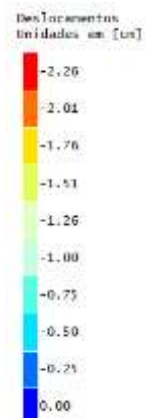
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 135°



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 150°



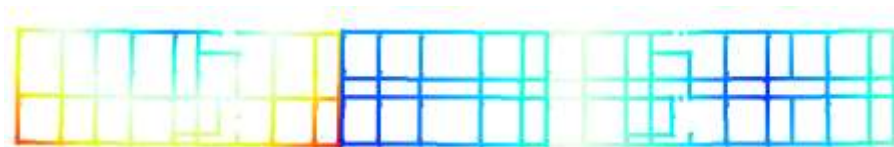
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 165°



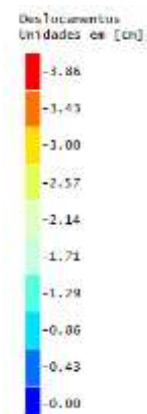
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 180°



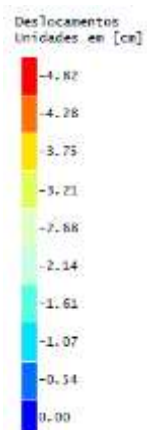
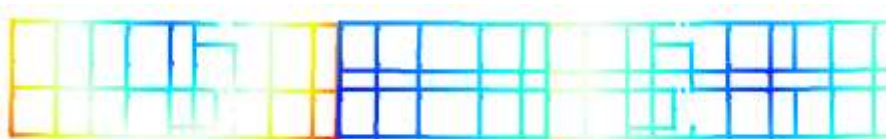
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 195°



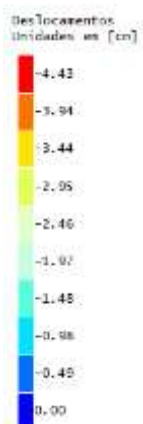
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 210°



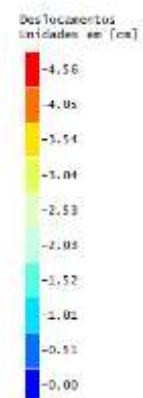
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 225°



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 240°



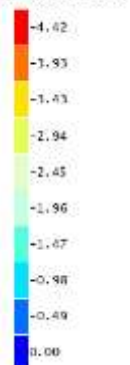
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 255°



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 270°



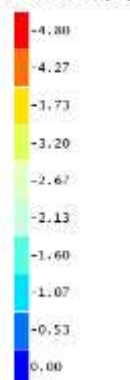
Deslocamentos  
Unidades em [cm]



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 285°



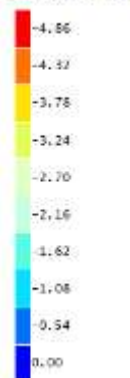
Deslocamentos  
Unidades em [cm]



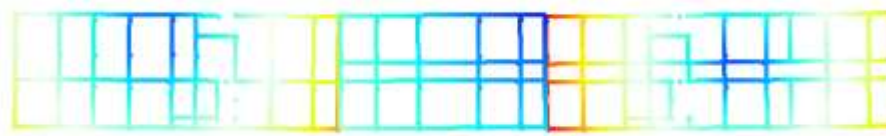
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 300°



Deslocamentos  
Unidades em [cm]



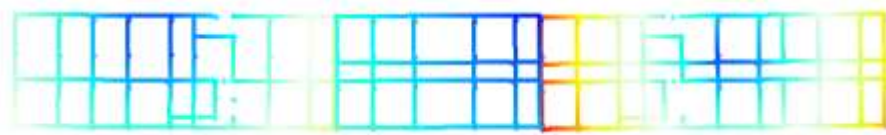
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 315°



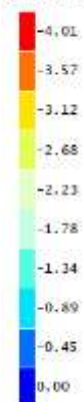
Deslocamentos  
Unidades em [cm]



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 330°



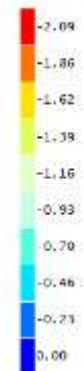
Deslocamentos  
Unidades em [cm]

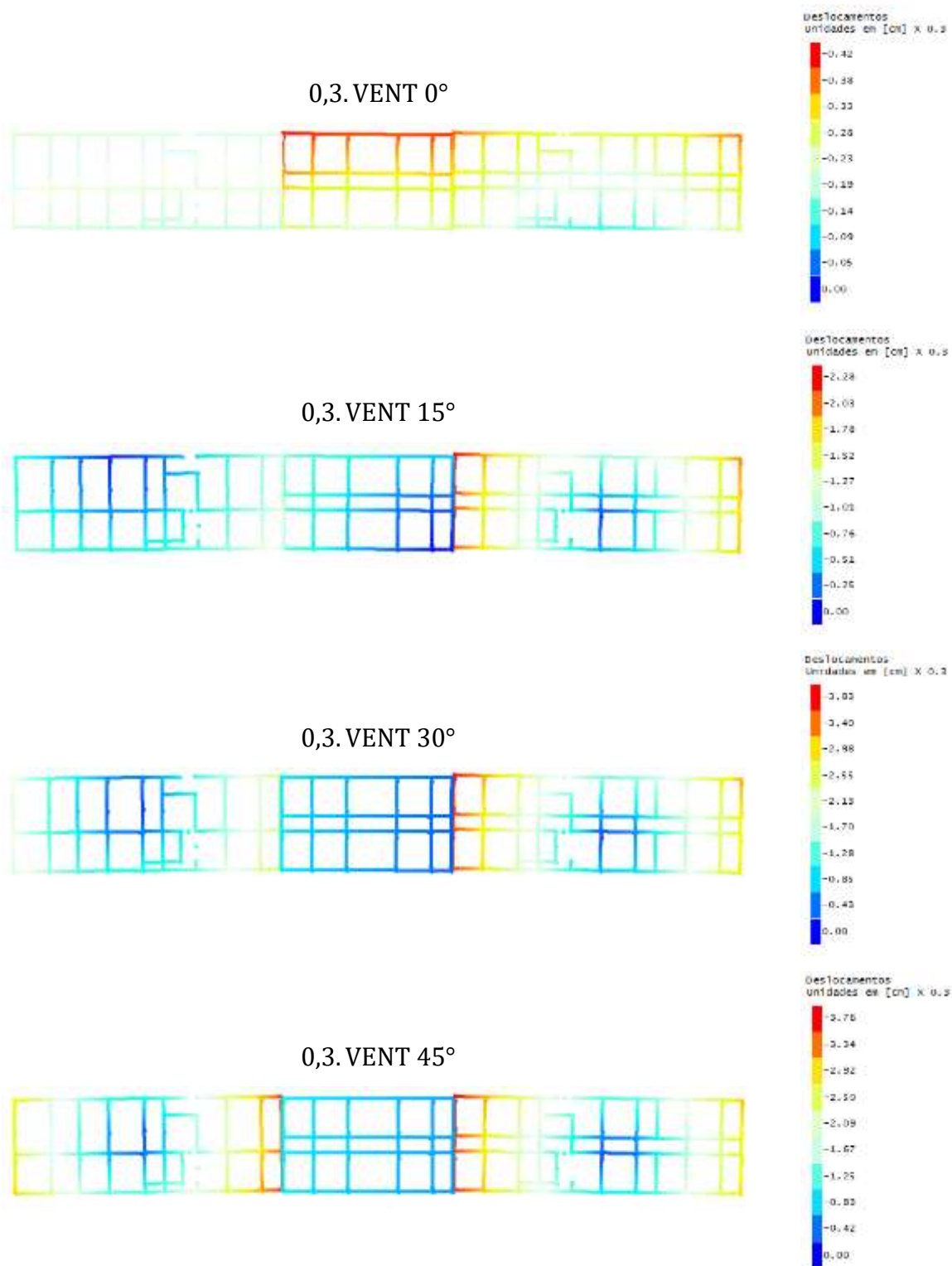


PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 345°



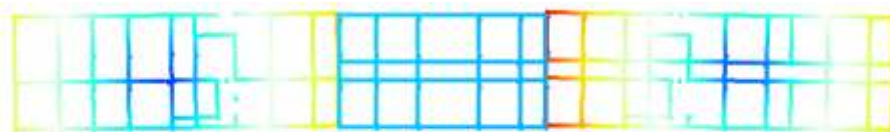
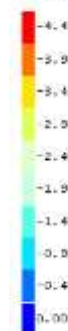
Deslocamentos  
Unidades em [cm]



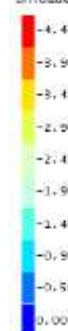




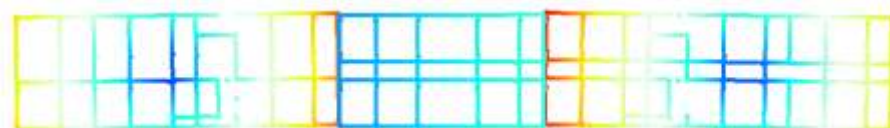
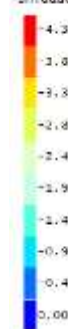
0,3. VENT 60°

Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3

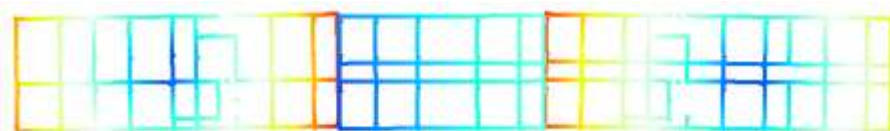
0,3. VENT 75°

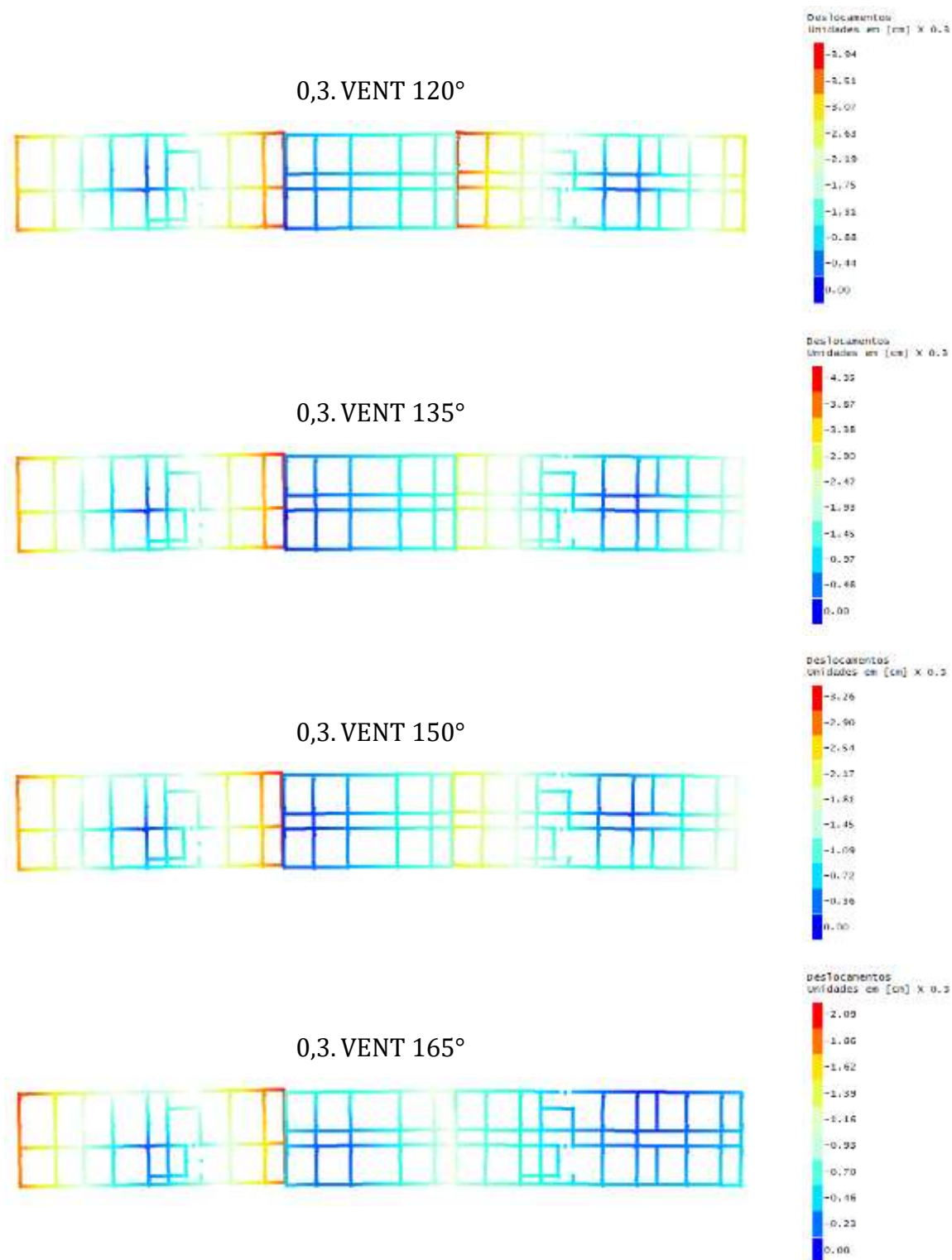
Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3

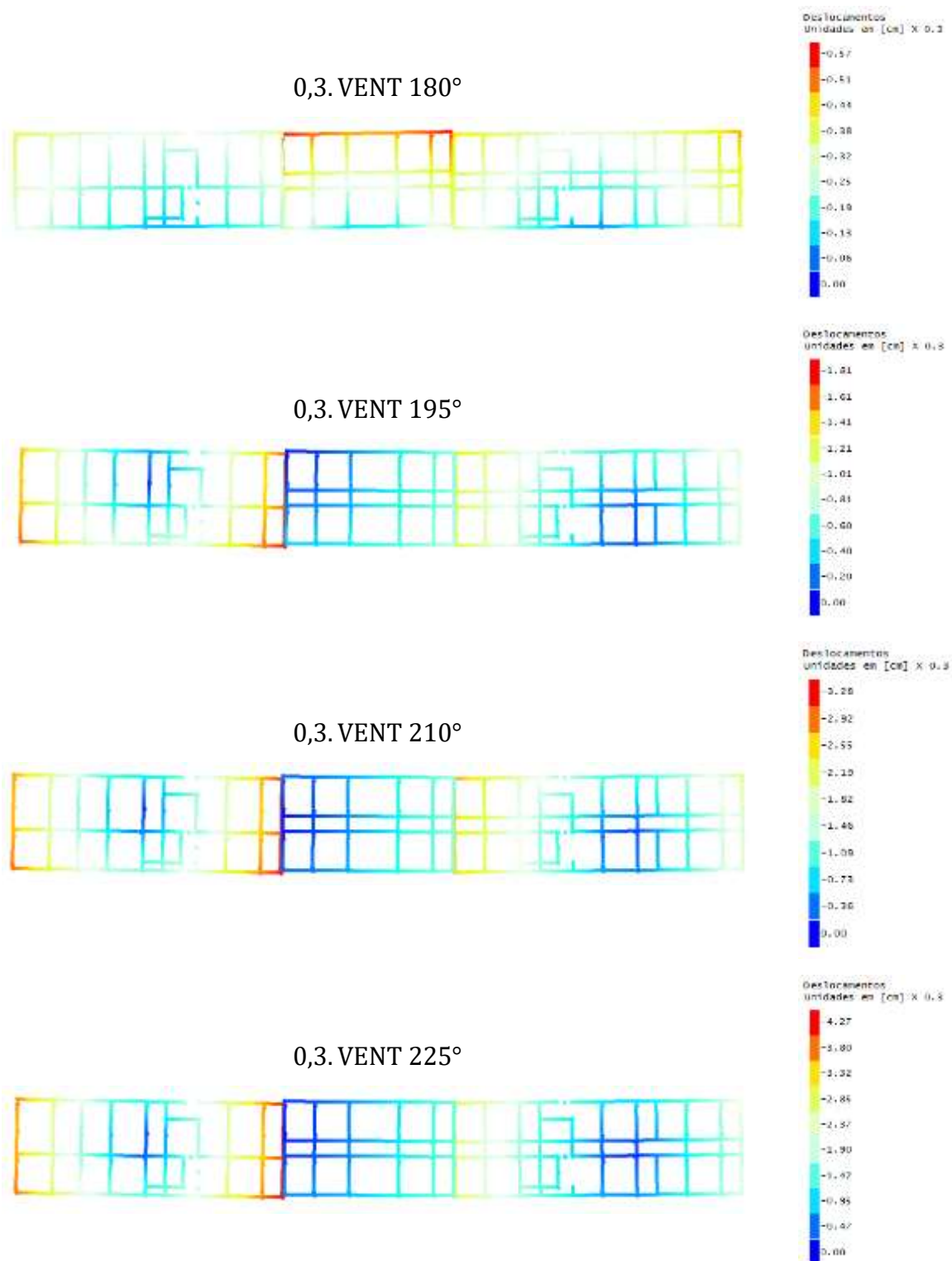
0,3. VENT 90°

Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3

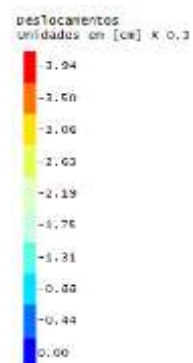
0,3. VENT 105°

Deslocamentos  
unidades em [cm] x 0,3

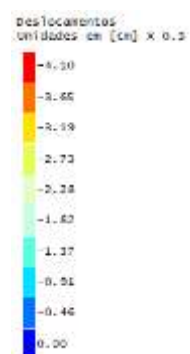




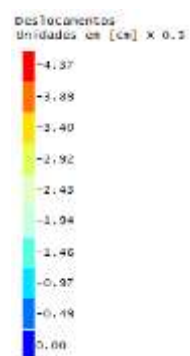
0,3.VENT 240°



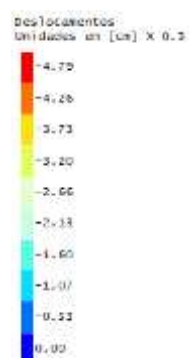
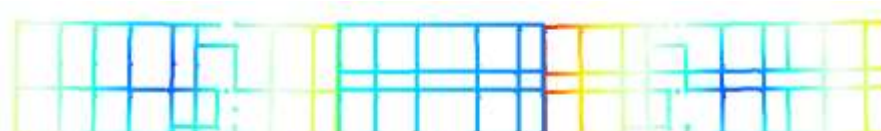
0,3.VENT 255°



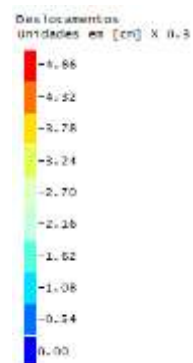
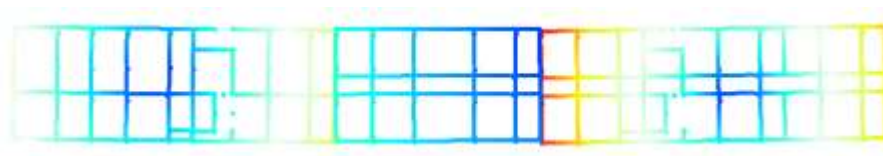
0,3.VENT 270°



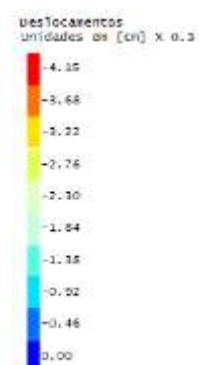
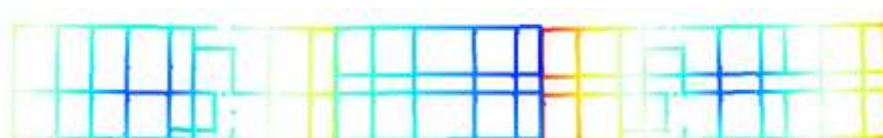
0,3.VENT 285°



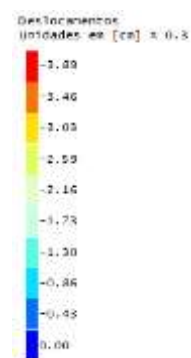
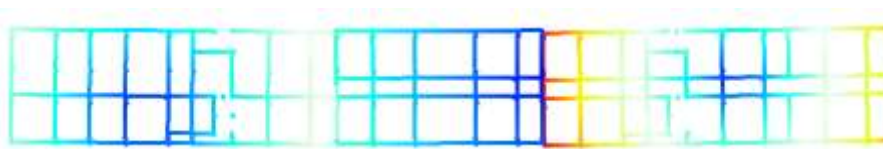
0,3.VENT 300°



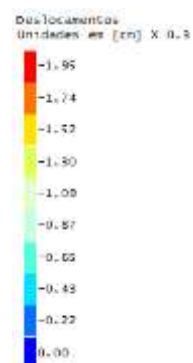
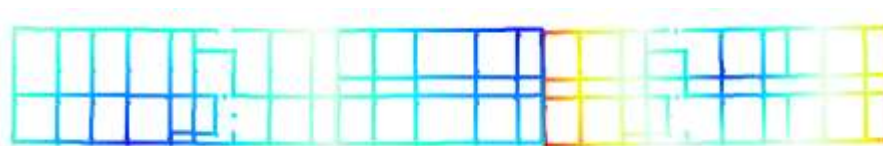
0,3.VENT 315°



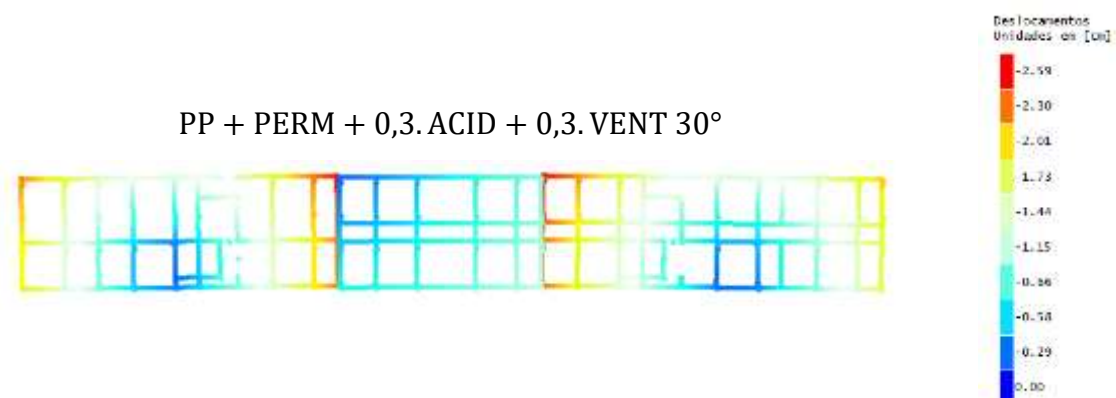
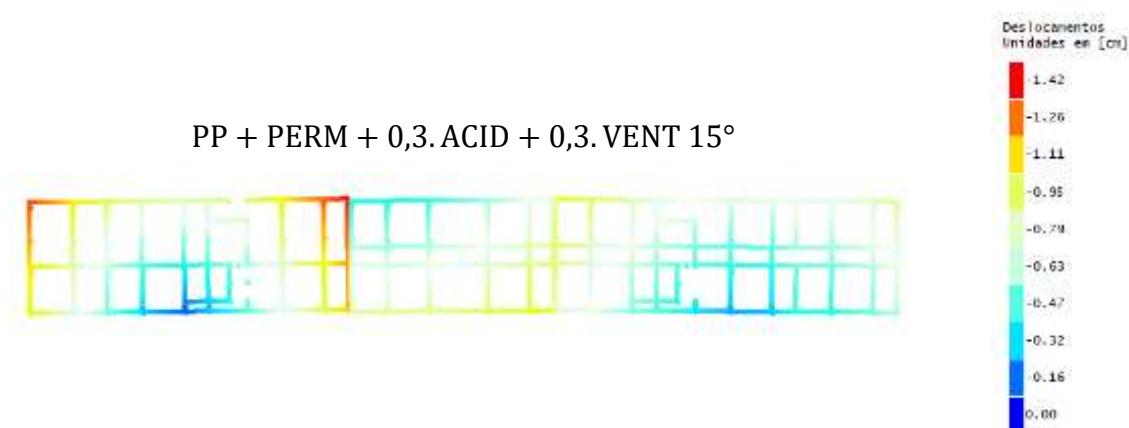
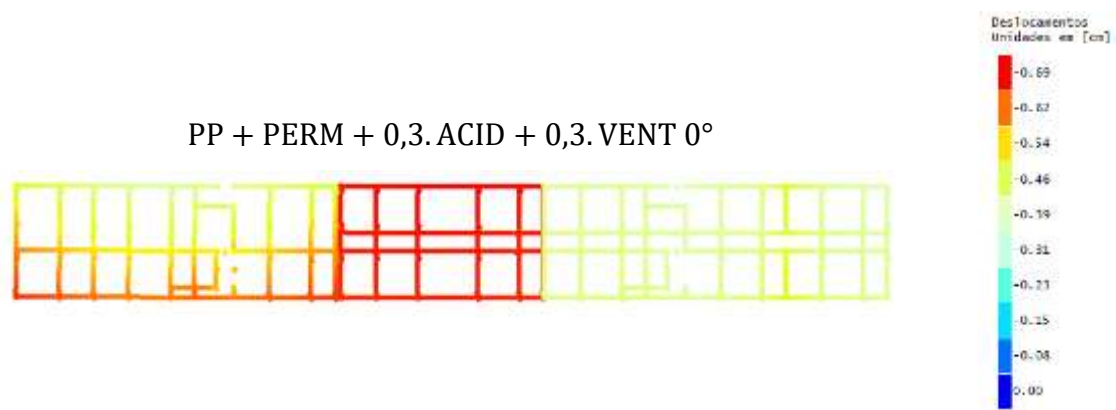
0,3.VENT 330°



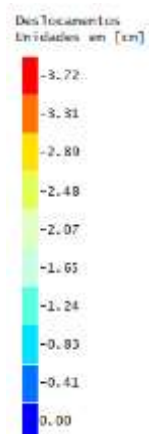
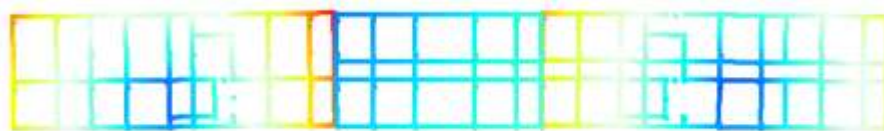
0,3.VENT 345°



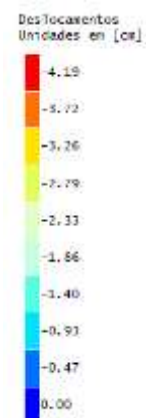
## APÊNDICE F – DESLOCAMENTOS DO PÓRTICO – CONFIGURAÇÃO B (COM VIZINHANÇA)



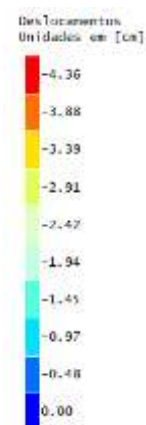
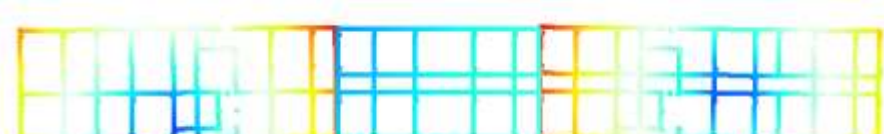
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 45°



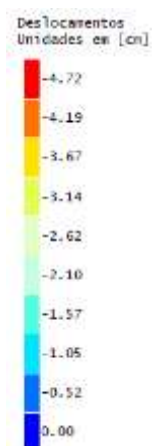
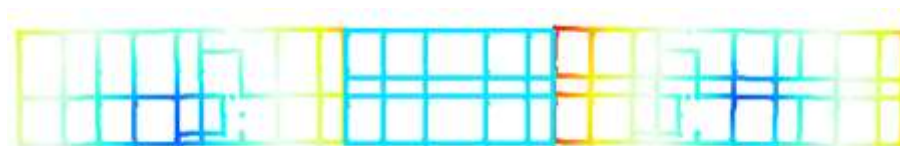
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 60°



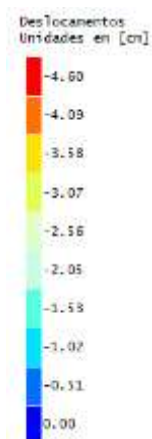
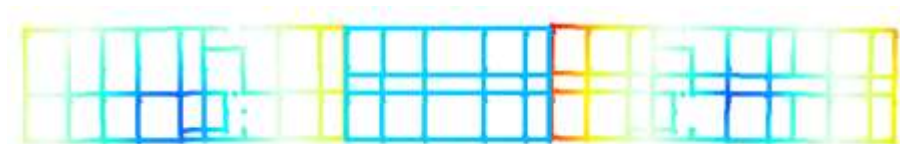
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 75°



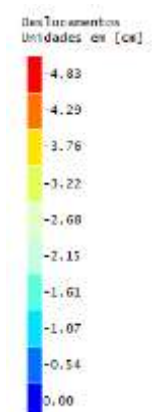
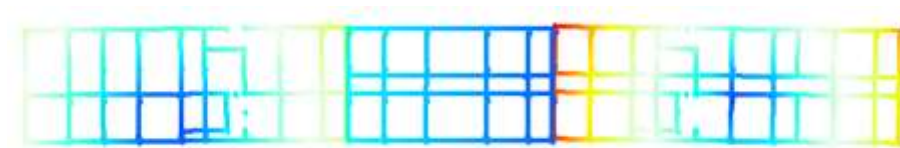
PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 90°



PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 105°

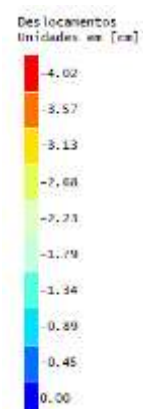


PP + PERM + 0,3.ACID + 0,3.VENT 120°

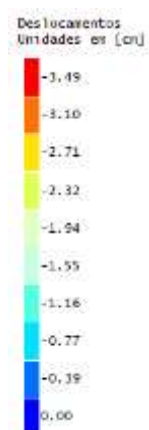




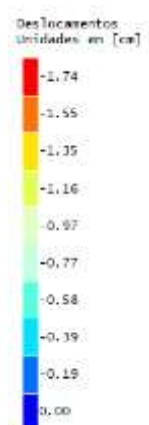
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 135°



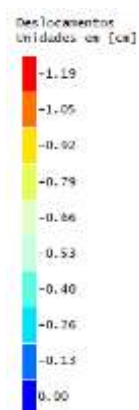
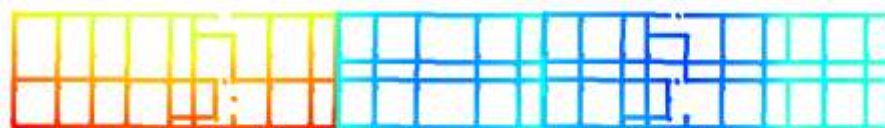
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 150°



PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 165°



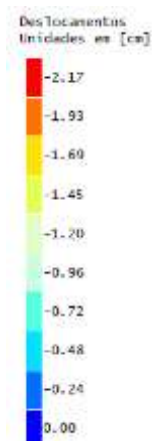
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 180°



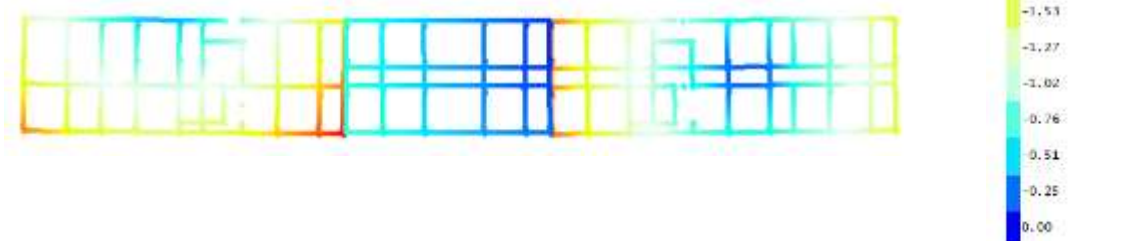
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 195°



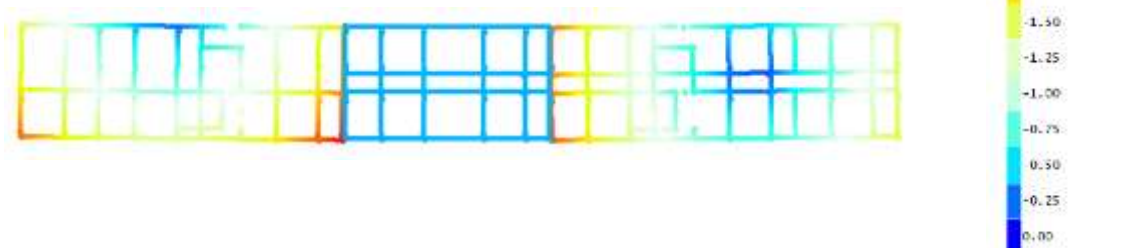
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 210°



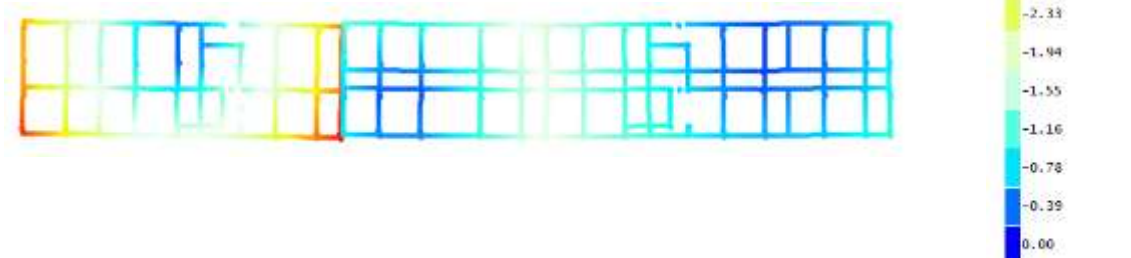
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 225°



PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 240°



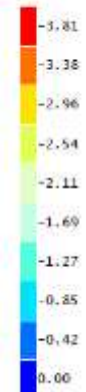
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 255°



PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 270°



Deslocamentos  
Unidades em [cm]



PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 285°



Deslocamentos  
Unidades em [cm]



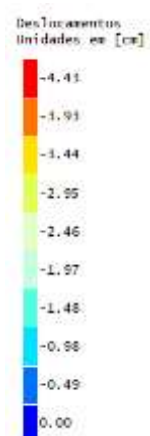
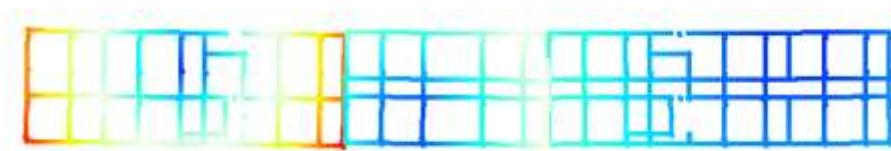
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 300°



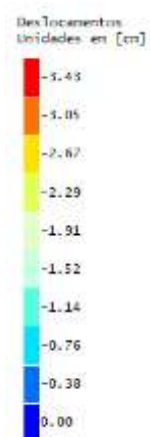
Deslocamentos  
Unidades em [cm]



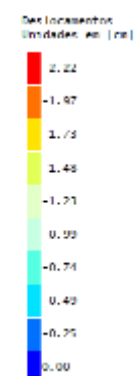
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 315°



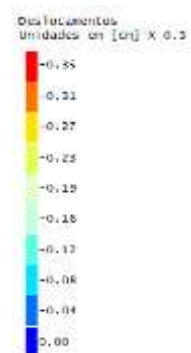
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 330°



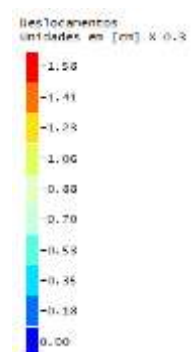
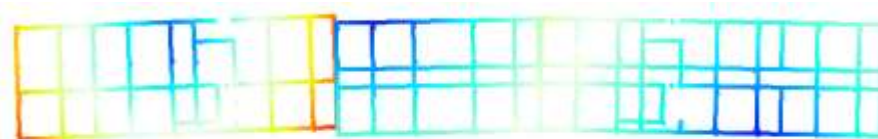
PP + PERM + 0,3. ACID + 0,3. VENT 345°



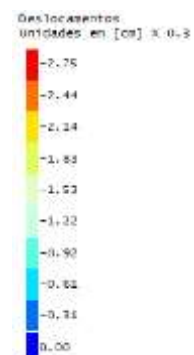
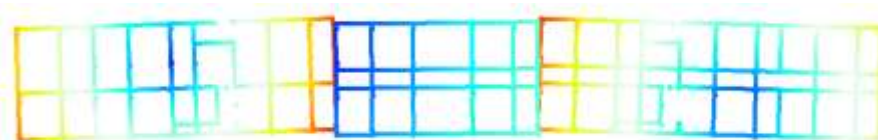
0,3. VENT 0°



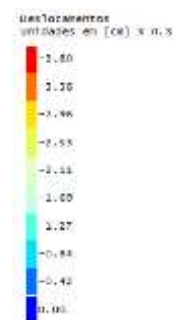
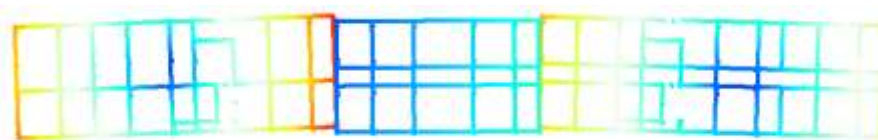
0,3. VENT 15°



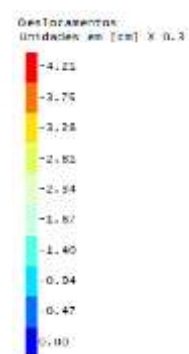
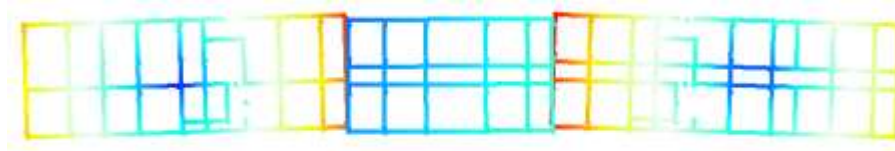
0,3. VENT 30°



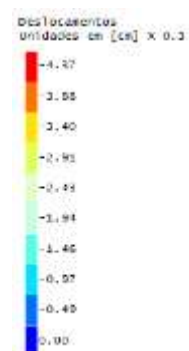
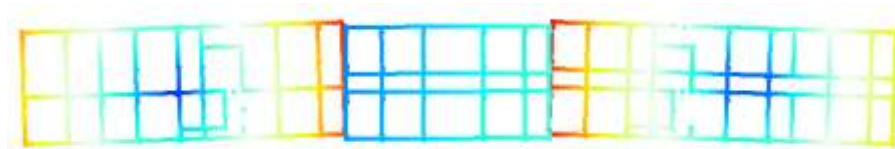
0,3. VENT 45°



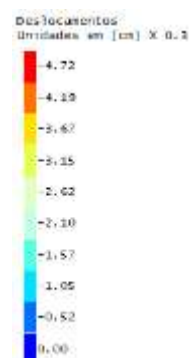
0,3.VENT 60°



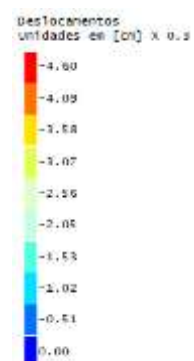
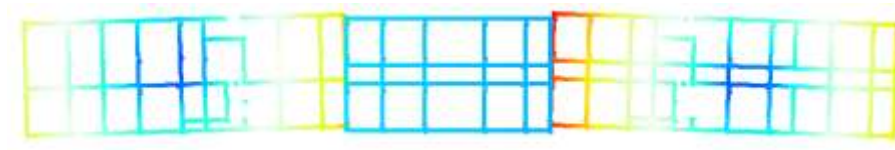
0,3.VENT 75°



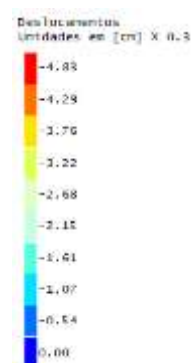
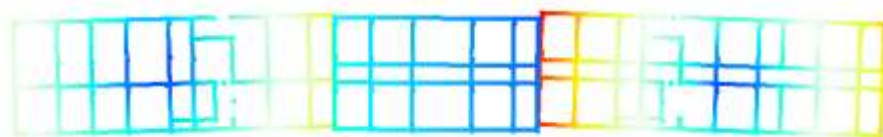
0,3.VENT 90°



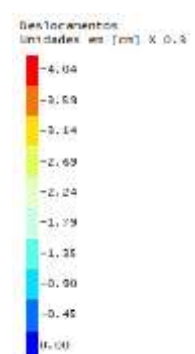
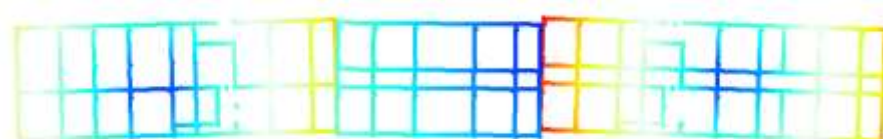
0,3.VENT 105°



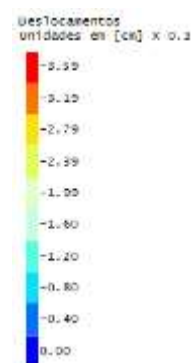
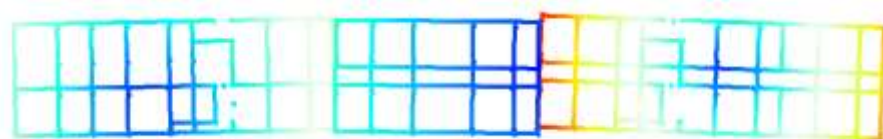
0,3. VENT 120°



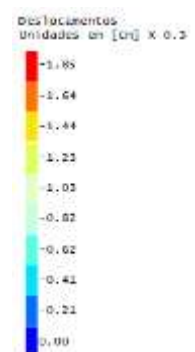
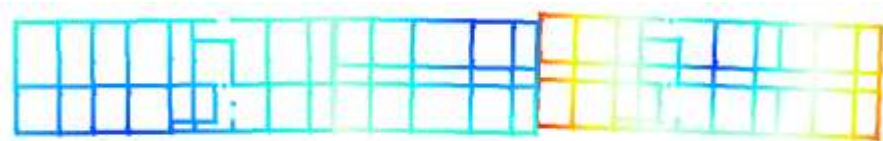
0,3. VENT 135°



0,3. VENT 150°

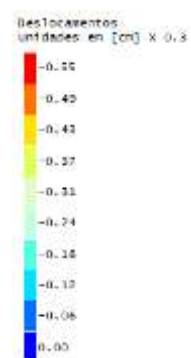


0,3. VENT 165°

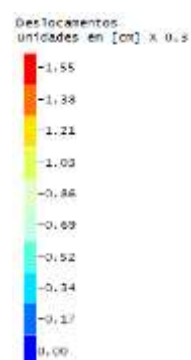
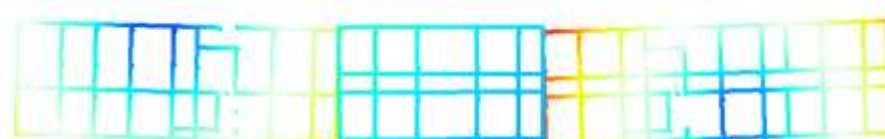




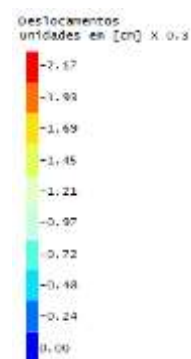
0,3. VENT 180°



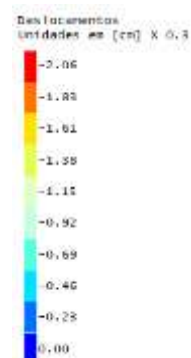
0,3. VENT 195°



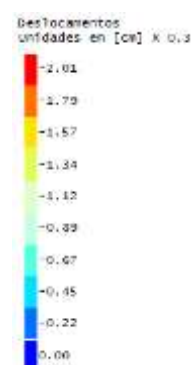
0,3. VENT 210°



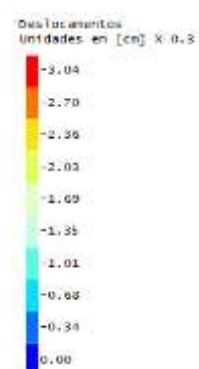
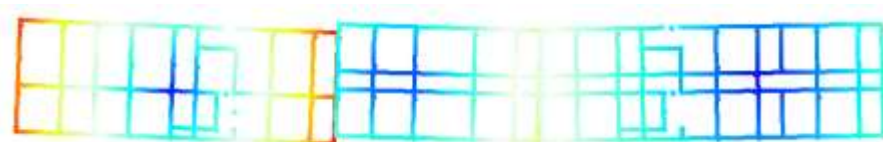
0,3. VENT 225°



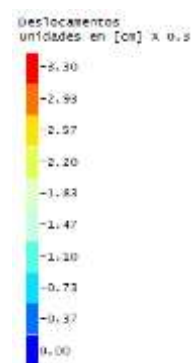
0,3. VENT 240°



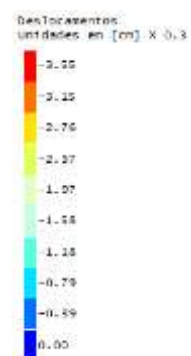
0,3. VENT 255°



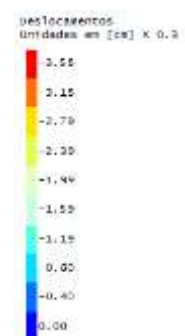
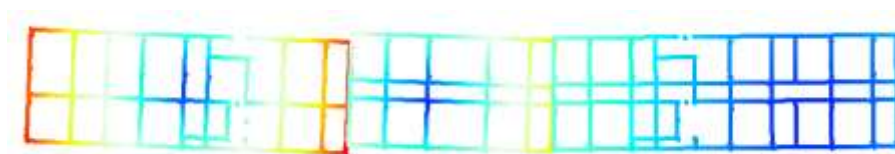
0,3. VENT 270°



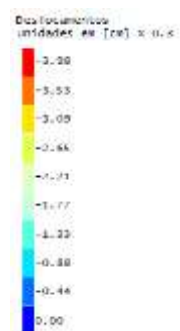
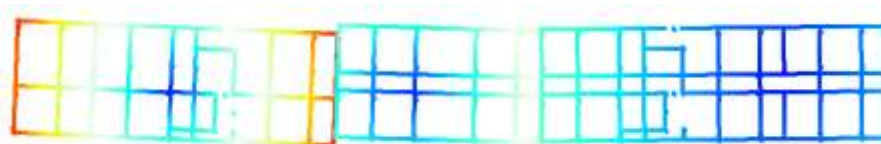
0,3. VENT 285°



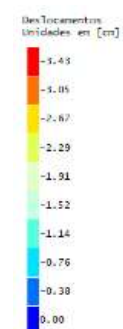
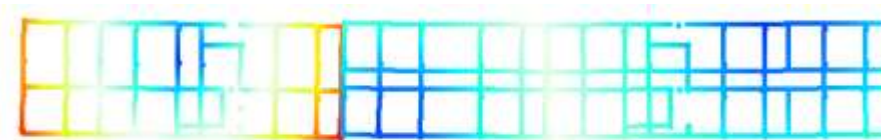
0,3. VENT 300°



0,3. VENT 315°



0,3. VENT 330°



0,3. VENT 345°

