

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**TATYANNE PACIFICO DOS SANTOS**

**COMPORTAMENTO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS ALTOS DE  
CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS MODELAGENS  
DO NÚCLEO RÍGIDO**

**Maceió  
2018**

TATYANNE PACIFICO DOS SANTOS

**COMPORTAMENTO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS ALTOS DE  
CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS MODELAGENS  
DO NÚCLEO RÍGIDO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Estruturas.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Aline da Silva Ramos Barboza

Maceió  
2018

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca Central**

Bibliotecário: Marcelino de Carvalho

S237c Santos, Tatyane Pacífico dos.  
Comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido / Tatyane Pacífico dos Santos. – 2019.  
174 f.: il. color., grafs., tabs.

Orientadora: Aline da Silva Ramos Barboza.  
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2018.

Bibliografia: f. 155-161.  
Anexos: f. 162-174.

1. Engenharia civil. 2. Edifícios altos. 3. Concreto armado. 4. Teorias não-lineares. I. Título.

CDU: 624.012.45



Universidade Federal de Alagoas – UFAL  
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC



**COMPORTAMENTO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS ALTOS  
DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS  
MODELAGENS DO NÚCLEO RÍGIDO**

**TATYANNE PACÍFICO DOS SANTOS**

Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 04 do mês de dezembro do ano de 2018.

Banca Examinadora:

---

**Prof.ª Dr.ª Aline da Silva Ramos Barboza**  
Orientadora – PPGEC/UFAL

---

**Prof. Dr. Eduardo Toledo de Lima Junior**  
(Avaliador Interno - CTEC/UFAL)

---

**Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein**  
(Avaliador Externo – UNICAMP)

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e a Nossa Senhora Sant'Ana, por sempre guiarem minhas escolhas e iluminarem meu caminho.

Ao meu pai e a minha madrasta, Antonio e Elizangela, por toda dedicação em minha educação, pelo apoio em todas as minhas escolhas, por todos os conselhos que tanto me ajudaram, por todo amor e carinho.

Aos meus irmãos, Antonio, Crislany, Lucas e Mylena, por serem meus amigos, companheiros e por estarem presentes nos melhores momentos de minha vida.

A minha Avó Helena e a minha Tia Luciene, por serem minhas mães ao longo destes anos, sem a ajuda de vocês eu não teria realizado grande parte das minhas conquistas.

À minha orientadora Profª. Dra. Aline da Silva Ramos Barboza, por toda transmissão de conhecimento, por nossas conversas, pelos conselhos e principalmente, pelo incentivo ao estudo continuado, sem sua contribuição este trabalho não seria o mesmo.

Aos meus queridos familiares, meu namorado e amigos, presentes em todos os momentos de minha vida.

Aos meus amigos do mestrado, em especial a Andrezza, Heidi e Thamyrys por estarem ao meu lado nesta caminhada.

Ao Engenheiro Carlos Wilson, por sua disponibilidade e auxílio na utilização do software Abaqus/CAE.

Aos professores do PPGEC, pelas aulas ministradas com muita dedicação e zelo.

A todos da empresa Stabile Engenharia Ltda, especialmente aos engenheiros Carlos Braz Cordeiro Barbirato, Gustavo Souza Pereira, Fred Azevedo, Márcio Costa e Wagner de Alcantara, por todos os preciosos ensinamentos na área de projeto de estruturas ao longo destes últimos anos e pelas contribuições concedidas a esta dissertação.

A TQS Informática Ltda, por toda a disponibilidade de sua equipe e pela licença concedida à UFAL para realização deste e de outros trabalhos.

À UFAL e à CAPES, pelo apoio financeiro e pela estrutura disponibilizada para que este trabalho pudesse ser realizado.

## RESUMO

O sistema estrutural formado por meio de pórtico e núcleo rígido é uma das soluções mais utilizadas em edifícios para absorver a ação lateral do vento e prover estabilidade à estrutura. O núcleo rígido é composto pela junção de pilares parede, normalmente em seção C, o que leva a um centro de cisalhamento não coincidente com o centro de massa desta seção. Uma das modelagens mais comuns para simular o núcleo rígido é considera-lo como uma única barra em seu centro de massa, porém esta solução pode acarretar em resultados não representativos da situação real. Com o intuito de averiguar o comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido foram concebidos doze modelos utilizando como ferramenta de análise o sistema CAD/TQS. Para verificar os resultados obtidos no CAD/TQS, no Apêndice A, desenvolveu-se um estudo utilizando o software Abaqus/CAE e observou-se coerência entre os resultados. Três análises são realizadas: 1) estabilidade global por meio dos coeficientes  $\gamma_z$ ,  $FAV_T$  e  $RM2MI$ ; 2) deslocamento lateral; 3) magnitude das cargas e dos esforços de flexão e torção. O estudo mostrou que a mudança da modelagem do núcleo altera consideravelmente o deslocamento lateral e os esforços de flexão e torção do edifício. Verificou-se que à medida que o núcleo rígido se distancia do centro de massa do pavimento, o edifício torna-se mais flexível, aumentando conseqüentemente o esforço de torção.

**Palavras-chave:** Sistema estrutural. Núcleo Rígido. Edifícios Altos. Estabilidade global. Torção.

## ABSTRACT

The structural system formed by means of rigid frame and rigid core is one of the most used solutions in buildings to absorb the lateral action of the wind and to provide stability to the structure. The rigid core consists of the junction of wall framed, usually in C section, which leads to a shear center not coincident with the center of gravity of this section. One of the most common modeling to simulate the rigid core is to consider it as a single bar in its center of mass, but this solution can lead to results that are not representative of the real situation. In order to investigate the behavior of the structural system in high reinforced concrete buildings considering the influence of rigid core modeling, twelve models were designed using the CAD/TQS system as the analysis tool. To verify the results obtained in the CAD/TQS in Appendix A, a study was developed using Abaqus/CAE software and consistency was observed between the results. Three analyses are performed: 1) global stability by means of the coefficients  $\gamma_z$ ,  $FAV_T$  and  $RM2MI$ ; 2) lateral displacement; 3) magnitude of loads and of flexural and torsional stresses. The study showed that changing the modeling of the core considerably alters the lateral displacement and bending and torsional stresses of the building. It has been found that as the rigid core moves away from the center of mass of the floor, the building becomes more flexible, thereby increasing the torsional stress.

**Keywords:** Structural System. Rigid Core. Tall Buildings. Global Stability. Torsion

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resumo das principais pesquisas sobre a modelagem de núcleos rígidos.....	36
Quadro 2 – Deslocamentos-limites.....	92



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Verticalização das edificações (Shanghai) .....	17
Figura 2 – Esquema resumido da metodologia do trabalho. ....	22
Figura 3 – Modelo proposto por YAGUI (1971) .....	31
Figura 4 – Modelagem do núcleo pelo processo prático .....	31
Figura 5 – Modelagem do núcleo pelo processo simplificado .....	32
Figura 6 – Os dez edifícios mais altos no mundo .....	38
Figura 7 – Núcleos rígidos no Burj Khalifa .....	38
Figura 8 – Imperfeições geométricas globais em estruturas reticuladas constituídas de pórticos .....	41
Figura 9 – Estrutura indeformada e exemplo de instabilidade global e instabilidade local.....	42
Figura 10 – Efeitos de segunda ordem globais, locais e localizados .....	43
Figura 11 – Efeitos globais de segunda ordem.....	44
Figura 12 – Diferença entre análise linear e não linear geométrica .....	46
Figura 13 – Comportamento não linear geométrico de uma estrutura .....	47
Figura 14 – Analogia entre o edifício e o pilar em balanço na definição do parâmetro $\alpha$ .....	48
Figura 15 – Cálculo do coeficiente $\gamma z$ .....	50
Figura 16 – Deslocamento devido carregamento vertical.....	53
Figura 17 – Deslocamento devido carregamento vertical.....	53
Figura 18 – Posições deslocadas em iterações sucessivas do processo P-Delta .....	54
Figura 19 – Classificação de sistemas estruturais de edifícios altos por Fazlur Khan (1969) .	58
Figura 20 – Alguns tipos de sistemas estruturais .....	59
Figura 21 – Deformações típicas de estruturas reticuladas .....	61
Figura 22 – Parede estrutural sob ação de cargas horizontais.....	61
Figura 23 – Exemplos formados por pórticos e núcleos rígidos .....	62
Figura 24 – Deformações típicas de paredes, pórticos e acoplamento .....	63
Figura 25 – Efeito da rigidez do pórtico nos diagramas de cisalhamento e momento de parede estrutural.....	63
Figura 26 – Estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas .....	64
Figura 27 – Núcleo estrutural de um edifício elevado.....	65
Figura 28 – Tipos de núcleos rígidos.....	66
Figura 29 – Empenamento da seção transversal do núcleo.....	67
Figura 30 – Simetria em planta e ações horizontais não excêntricas: apenas translações horizontais .....	68
Figura 31 – Assimetria em planta ou ações horizontais excêntricas: translações horizontais e rotação em torno da altura do edifício. ....	69
Figura 32 – Resistência à torção, a) pequena, b) ótima .....	69
Figura 33 – Aumento da rigidez tridimensional, a) paredes construídas, b) núcleos rígidos ..	70
Figura 34 – Obtenção da posição do centro de cisalhamento para um perfil C .....	71
Figura 35 – Localização do centro de cisalhamento em seções C, E e H.....	72
Figura 36 – Geometrias usuais de ligações viga-pilar .....	73
Figura 37 – Fissuração e deslizamento das armaduras existente em nós de pórticos.....	74
Figura 38 – Excentricidade da viga em relação ao pilar .....	75
Figura 39 – Modelo VI no Sistema CAD/TQS .....	80
Figura 40 – Modelo VI com seis graus de liberdade por nó .....	81

Figura 41 – Rigidezes dos elementos adequadas ao estado limite verificado.....	81
Figura 42 – Influência dos trechos rígidos na ligação viga-pilar .....	82
Figura 43 – Flexibilização da Ligação Viga-Pilar no CAD/TQS.....	83
Figura 44 – Ligação semirrígida.....	83
Figura 45 – Rigidez das molas na flexibilização das ligações viga-pilar .....	84
Figura 46 – Isopletras da velocidade básica do vento $V_0$ (m/s) .....	87
Figura 47 – Sentidos da ação do vento .....	90
Figura 48 – Sistema de coordenadas global.....	95
Figura 49 – Dimensões do núcleo rígido .....	95
Figura 50 – Planta do pavimento tipo dos modelos M1DBC e M4DMC.....	96
Figura 51 – Vista espacial dos modelos M1DBC e M4DMC.....	96
Figura 52 – Ponderação dos deslocamentos horizontais devidos à carga vertical .....	98
Figura 53 – Deslocamentos nos modelos M1DBC e M4DMC para a combinação C5.....	99
Figura 54 – Deslocamentos nos modelos M1DBC e M4DMC para a combinação C7.....	100
Figura 55 – Disposição do esforço de flexão $M_y$ no modelo analisado .....	103
Figura 56 – Planta do pavimento tipo dos modelos M2DBCC e M5DMCC.....	104
Figura 57 – Vista espacial dos modelos M2DBCC e M5DMCC.....	104
Figura 58 – Deslocamentos nos modelos M2DBCC e M5DMCC para a combinação C5 ...	106
Figura 59 – Deslocamentos nos modelos M2DBCC e M5DMCC para a combinação C7 ...	107
Figura 60 – Planta do pavimento tipo dos modelos M3DBE e M6DME .....	110
Figura 61 – Vista espacial dos modelos M3DBE e M6DME .....	110
Figura 62 – Deslocamentos nos modelos M3DBE e M6DME para a combinação C5.....	112
Figura 63 – Deslocamentos nos modelos M3DBE e M6DME para a combinação C7.....	113
Figura 64 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C5 – Edifício genérico.....	118
Figura 65 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C7 – Edifício genérico.....	119
Figura 66 – Dimensões do núcleo rígido para os modelos M7DBRA e M10DMRA.....	122
Figura 67 – Planta do pavimento tipo dos modelos M7DBRA e M10DMRA .....	122
Figura 68 – Vista espacial dos modelos M7DBRA e M10DMRA .....	123
Figura 69 – Deslocamentos nos modelos M7DBRA e M10DMRA para a combinação C5 .	126
Figura 70 – Deslocamentos nos modelos M7DBRA e M10DMRA para a combinação C7 .	126
Figura 71 – Dimensões do núcleo rígido para os modelos M8DBRB e M11DMRB .....	132
Figura 72 – Planta do pavimento tipo dos modelos M8DBRB e M11DMRB.....	133
Figura 73 – Vista espacial dos modelos M8DBRB e M11DMRB.....	133
Figura 74 – Deslocamentos nos modelos M8DBRB e M11DMRB para a combinação C5..	136
Figura 75 – Deslocamentos nos modelos M8DBRB e M11DMRB para a combinação C7..	136
Figura 76 – Dimensões do núcleo rígido para os modelos M9DBRC e M12DMRC .....	140
Figura 77 – Planta do pavimento tipo dos modelos M9DBRC e M12DMRC.....	140
Figura 78 – Vista espacial dos modelos M9DBRC e M12DMRC.....	140
Figura 79 – Deslocamentos nos modelos M9DBRC e M12DMRC para a combinação C5..	143
Figura 80 – Deslocamentos nos modelos M9DBRC e M12DMRC para a combinação C7..	144
Figura 81 – Análise comparativa da mudança de geometria do pavimento tipo .....	148
Figura 82 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C5 – Edifício usual .....	151
Figura 83 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C7 – Edifício usual .....	151

Figura 84 – Dimensões do núcleo rígido .....	166
Figura 85 – Planta do pavimento tipo dos modelos.....	166
Figura 86 – Vista espacial dos modelos.....	167
Figura 87 – Carregamentos inseridos no Abaqus/CAE .....	169
Figura 88 – Condições de contorno adotadas no Abaqus/CAE .....	170
Figura 89 – Discretização no Abaqus/CAE .....	171
Figura 90 – Discretização da laje (U) no Abaqus/CAE.....	172
Figura 91 – Tensões em cada nó e suas coordenadas global e local para obtenção dos esforços .....	174
Figura 92 – Pilar sujeito a flexão composta oblíqua.....	175

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Rigidez das peças estruturais para consideração da NLF .....	45
Tabela 2 – Valores de $\alpha_1$ a serem considerados .....	49
Tabela 3 – Características do concreto .....	84
Tabela 4 – Características do aço .....	85
Tabela 5 – Valores de carga acidental mais utilizados .....	85
Tabela 6 – Características de carregamento vertical .....	86
Tabela 7 – Combinações últimas de carregamento utilizadas.....	89
Tabela 8 – Combinações de serviço utilizadas.....	91
Tabela 9 – Características de carregamento de vento.....	94
Tabela 10 – Descrição dos modelos genéricos analisados.....	94
Tabela 11 – Parâmetros de estabilidade global – M1DBC e M4DMC .....	97
Tabela 12 – Valores dos momentos de segunda ordem – M1DBC e M4DMC .....	98
Tabela 13 – Deslocamento Lateral – M1DBC e M4DMC .....	98
Tabela 14 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M1DBC e M4DMC .....	101
Tabela 16 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M1DBC e M4DMC.....	102
Tabela 18 – Parâmetros de estabilidade global – M2DBCC e M5DMCC .....	105
Tabela 19 – Valores dos momentos de segunda ordem – M2DBCC e M5DMCC.....	105
Tabela 20 – Deslocamento Lateral – M2DBCC e M5DMCC .....	106
Tabela 21 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M2DBCC e M5DMCC .	108
Tabela 22 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M2DBCC e M5DMCC .....	109
Tabela 23 – Parâmetros de estabilidade global – M3DBE e M6DME.....	111
Tabela 24 – Valores dos momentos de segunda ordem – M3DBE e M6DME.....	111
Tabela 25 – Deslocamento Lateral – M3DBE e M6DME.....	112
Tabela 26 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M3DBE e M6DME.....	114
Tabela 28 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M3DBE e M6DME.....	115
Tabela 30 – Análise comparativa dos parâmetros de estabilidade global – Edifício genérico .....	116
Tabela 31 – Análise comparativa do deslocamento lateral – Edifício genérico .....	117
Tabela 32 – Análise comparativa dos esforços verticais e horizontais na base do núcleo (tf) – Edifício genérico.....	120
Tabela 33 – Análise comparativa dos esforços de flexão e torção na base do núcleo (tf.m) – Edifício genérico.....	120
Tabela 34 – Descrição dos modelos de edifícios usuais analisados .....	121
Tabela 35 – Características de carregamento de vento para os modelos M7DBRA e M10DMRA .....	123
Tabela 36 – Parâmetros de estabilidade global – M7DBRA e M10DMRA.....	124
Tabela 37 – Valores dos momentos de segunda ordem – M7DBRA e M10DMRA.....	125
Tabela 38 – Deslocamento Lateral – M7DBRA e M10DMRA .....	125
Tabela 39 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M7DBRA e M10DMRA.....	127
Tabela 40 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M7DBRA e M10DMRA .....	130
Tabela 41 – Características de carregamento de vento para os modelos M8DBRB e M11DMRB.....	134
Tabela 42 – Parâmetros de estabilidade global – M8DBRB e M11DMRB .....	134
Tabela 43 – Valores dos momentos de segunda ordem – M8DBRB e M11DMRB .....	135

Tabela 44 – Deslocamento Lateral – M8DBRB e M11DMRB .....	135
Tabela 45 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M8DBRB e M11DMRB	137
Tabela 46 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M8DBRB e M11DMRB.....	138
Tabela 47 – Características de carregamento de vento para os modelos M9DBRC e M12DMRC.....	141
Tabela 48 – Parâmetros de estabilidade global – M9DBRC e M12DMRC .....	141
Tabela 49 – Valores dos momentos de segunda ordem – M9DBRC e M12DMRC.....	142
Tabela 50 – Deslocamento Lateral – M9DBRC e M12DMRC .....	142
Tabela 51 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M9DBRC e M12DMRC	145
Tabela 52 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M9DBRC e M12DMRC.....	146
Tabela 53 – Análise comparativa dos parâmetros de estabilidade global – Edifício usual ...	149
Tabela 54 – Análise comparativa do deslocamento lateral – Edifício usual.....	150
Tabela 55 – Análise comparativa dos esforços verticais e horizontais na base do núcleo (tf) – Edifício usual.....	152
Tabela 56 – Análise comparativa dos esforços de flexão e torção na base do núcleo (tf.m) – Edifício usual.....	152
Tabela 57 – Características do concreto na verificação do Abaqus/CAE.....	167
Tabela 58 – Rigidez das peças estruturais para consideração da NLF nos modelos.....	167
Tabela 59 – Características de carregamento vertical.....	168
Tabela 60 – Características de carregamento de vento no CAD/TQS.....	169
Tabela 61 – Tamanho dos elementos finitos no Abaqus/CAE.....	171
Tabela 62 – Deslocamento lateral no topo do edifício modelado no CAD/TQS (cm).....	172
Tabela 63 – Deslocamento lateral no topo do edifício modelado no Abaqus/CAE (cm).....	173
Tabela 64 – Esforços resultantes na base do edifício (CAD/TQS) .....	173
Tabela 65 – Esforços resultantes na base do edifício (ABAQUS/CAE) .....	176
Tabela 66 – Deslocamento lateral no topo do edifício (cm) .....	176
Tabela 67 – Esforços resultantes na base do edifício .....	177

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
<b>1.1. Considerações Iniciais .....</b>	<b>17</b>
<b>1.2. Justificativa .....</b>	<b>19</b>
<b>1.3. Objetivos .....</b>	<b>20</b>
<b>1.4. Metodologia.....</b>	<b>21</b>
<b>1.5. Organização do Texto.....</b>	<b>22</b>
<b>2. REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>24</b>
<b>2.1. Trabalhos Realizados no Centro de Tecnologia da UFAL.....</b>	<b>24</b>
<b>2.2. Obras encontradas fora do Centro de Tecnologia da UFAL .....</b>	<b>25</b>
<b>2.3. Edifícios Altos .....</b>	<b>37</b>
<b>2.4. Estabilidade global.....</b>	<b>39</b>
2.4.1. Efeitos de Segunda Ordem.....	41
<b>2.5. Não Linearidades .....</b>	<b>44</b>
2.5.1. Considerações Acerca da Não Linearidade Física (NLF).....	45
2.5.2. Considerações Acerca da Não Linearidade Geométrica (NLG) .....	45
<b>2.6. Parâmetros de Estabilidade.....</b>	<b>47</b>
2.6.1. Parâmetro de Instabilidade $\alpha$ .....	47
2.6.2. Coeficiente $\gamma z$ .....	50
2.6.3. Coeficiente $FAVt$ .....	52
2.6.4. Processo P-Delta.....	54
2.6.4.1. Considerações sobre o Processo P-Delta no sistema CAD/TQS .....	55
<b>2.7. Ações Atuantes.....</b>	<b>56</b>
<b>2.8. Sistema Estrutural.....</b>	<b>57</b>
2.8.1. Sistema Estrutural com Núcleos Rígidos.....	65
2.8.2. Torção em Edifícios com Núcleos Rígidos.....	67
2.8.3. Ligações .....	72
<b>2.9. Modelagem Estrutural de Núcleos Rígidos.....</b>	<b>75</b>
<b>3. DESENVOLVIMENTO NUMÉRICO.....</b>	<b>79</b>
<b>3.1. Considerações sobre o CAD/TQS.....</b>	<b>79</b>
3.1.1. Considerações Gerais.....	79
3.1.2. Modelo de Cálculo Utilizado .....	79
3.1.3. Considerações sobre a Ligação Viga-Pilar .....	82
<b>3.2. Características dos Materiais .....</b>	<b>84</b>

<b>3.3. Carregamentos Adotados .....</b>	<b>85</b>
3.3.1. Carregamentos Verticais .....	86
3.3.2. Consideração da Carga do Vento .....	86
<b>3.4. Combinações das Ações .....</b>	<b>88</b>
3.4.1. Critérios Gerais.....	88
3.4.2. Combinações Últimas Normais.....	88
3.4.3. Combinações de Utilização das ações .....	90
<b>3.5. Limites para Deslocamentos.....</b>	<b>91</b>
<b>4. MODELOS ANALISADOS .....</b>	<b>93</b>
<b>4.1. Edifício Genérico .....</b>	<b>93</b>
4.1.1. Carga de Vento.....	93
4.1.2. Nomenclaturas dos Modelos do Edifício Genérico .....	94
4.1.3. Modelos M1DBC e M4DMC.....	95
4.1.3.1. Análise da Estabilidade Global .....	96
4.1.3.2. Análise do Deslocamento Horizontal .....	98
4.1.3.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício.....	100
4.1.4. Modelos M2DBCC e M5DMCC.....	103
4.1.4.1. Análise da Estabilidade Global .....	105
4.1.4.2. Análise do Deslocamento Lateral.....	106
4.1.4.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício.....	107
4.1.5. Modelos M3DBE e M6DME .....	109
4.1.5.1. Análise da Estabilidade Global .....	111
4.1.5.2. Análise do Deslocamento Lateral.....	111
4.1.5.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício.....	113
4.1.6. Análise da Posição do Núcleo Rígido no Pavimento do Edifício Genérico ....	116
4.1.6.1. Análise da Estabilidade Global .....	116
4.1.6.2. Análise do Deslocamento Lateral.....	117
4.1.6.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Núcleo Rígido.....	119
<b>4.2. Edifícios Usuais.....</b>	<b>121</b>
4.2.1. Nomenclaturas dos Modelos dos Edifícios Usuais.....	121
4.2.2. Modelos M7DBRA e M10DMRA .....	122
4.2.2.1. Carga de Vento .....	123
4.2.2.2. Análise da Estabilidade Global .....	124
4.2.2.3. Análise do Deslocamento Horizontal .....	125
4.2.2.4. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício.....	127

4.2.3.	Modelos M8DBRB e M11DMRB.....	132
4.2.3.1.	Carga de Vento.....	133
4.2.3.2.	Análise da Estabilidade Global .....	134
4.2.3.3.	Análise do Deslocamento Horizontal .....	135
4.2.3.4.	Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício.....	137
4.2.4.	Modelos M9DBRC e M12DMRC.....	140
4.2.4.1.	Carga de Vento.....	141
4.2.4.2.	Análise da Estabilidade Global .....	141
4.2.4.3.	Análise do Deslocamento Horizontal .....	142
4.2.4.4.	Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício.....	144
4.2.5.	Análise da Mudança de Geometria do Pavimento Tipo .....	148
4.2.5.1.	Análise da Estabilidade Global .....	148
4.2.5.2.	Análise do Deslocamento Lateral.....	150
4.2.5.3.	Análise dos Esforços Resultantes na Base do Núcleo Rígido.....	151
<b>4.3.</b>	<b>Considerações Gerais do Capítulo .....</b>	<b>153</b>
<b>5.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>155</b>
<b>5.1.</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>155</b>
<b>5.2.</b>	<b>Trabalhos Futuros .....</b>	<b>156</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>158</b>
	<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>166</b>
<b>A.1.</b>	<b>Desenvolvimento do Modelo .....</b>	<b>167</b>
A.1.1.	Características dos materiais .....	167
A.1.2.	Considerações da Não Linearidade Física (NLF) .....	167
A.1.3.	Carregamentos Utilizados .....	168
A.1.3.1.	Carregamentos Verticais .....	168
A.1.3.2.	Carregamentos Horizontais .....	169
A.1.4.	Condições de Contorno.....	170
A.1.5.	Discretização .....	170
<b>A.2.</b>	<b>Resultados.....</b>	<b>172</b>
A.2.1.	Análise do deslocamento lateral.....	172
A.2.2.	Análise dos esforços resultantes.....	173
<b>A.3.</b>	<b>Considerações Gerais do Apêndice .....</b>	<b>176</b>



## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Considerações Iniciais

O crescente aumento da densidade populacional associado a necessidade contínua de uma maior urbanização, fez com que ocorresse um intenso processo de verticalização das edificações (Figura 1). Com isso tornou-se necessário o aprimoramento dos sistemas estruturais e das técnicas de análise das estruturas, de forma a proporcionarem maior economia, rapidez e segurança (MARTINS, 2001; BERNARDI, 2010).

Figura 1 – Verticalização das edificações (Shanghai)



Fonte: CTBUH (2017).

O desenvolvimento da engenharia ao longo dos séculos apresentou possibilidades de construções cada vez mais ousadas que desafiavam o conhecimento da ciência. Materiais, métodos construtivos e de cálculo foram evoluindo para acompanhar o progresso da humanidade. Essa realidade requer um cuidado especial do engenheiro ao projetar estruturas de tal magnitude, uma vez que efeitos como o do vento ao longo das edificações esbeltas geram instabilidades que até pouco tempo não eram problema (BUENO, 2009; RIBEIRO, 2010).

A análise estrutural de um edifício não é tarefa simples, pois exige do engenheiro grandes conhecimentos, principalmente na tomada de decisões feitas antes e ao longo do processo de cálculo. Dentre as várias decisões a serem tomadas, a escolha dos elementos que participarão do arranjo estrutural e a adoção dos modelos utilizados para simular o seu comportamento, são as de maior importância para a obtenção de êxito nos resultados de cálculo a serem fornecidos (PEREIRA, 2000).

Os edifícios altos, muitas vezes classificados como estruturas esbeltas, necessitam de um sistema estrutural onde a rigidez e a estabilidade sejam consideradas como fatores prioritários durante a concepção do seu projeto. Este estudo é parte importante da engenharia

estrutural e vital para a garantia de que a estrutura principal não apresente deslocamentos que, de alguma forma, prejudiquem a segurança da edificação (PEREIRA, 2000).

Existem diferentes maneiras de se estruturar os edifícios altos. Dentre os sistemas mais usuais citam-se os pórticos (formados por pilares e vigas), sistemas de núcleos rígidos, pilares paredes, pilares perimetrais (formando um tubo), estruturas mistas (aço e concreto) e os sistemas associados. Cada categoria tem suas vantagens e desvantagens, devendo ser escolhida aquela que oferecer maior eficiência em termos de segurança e economia para cada caso específico.

Os núcleos rígidos são elementos de elevada rigidez capazes de resistir a todos os tipos de ações atuantes no edifício. Tais elementos são compostos pela associação tridimensional de pilares paredes, formando assim uma seção transversal aberta, cuja função arquitetônica é, comumente, a de abrigar as caixas de elevadores e escadas. Os pórticos aliados a núcleos rígidos são um dos sistemas estruturais mais eficazes para edifícios, pois estes últimos atribuem elevada rigidez às ações horizontais devido a sua forma geométrica (SILVA, 2014).

A primeira situação imaginada ao tratar-se de esforços sobre uma estrutura, é a atuação de cargas gravitacionais. Dessa forma, o sistema estrutural deve transmitir esses esforços para o solo de modo a não comprometer nenhum elemento que o compoñha. Carvalho e Figueiredo Filho (2007) afirmam que, além das ações verticais (peso próprio da estrutura, peso de outros elementos apoiados nesta como alvenaria, equipamentos etc.), a estrutura deve também suportar ações horizontais (como empuxo do solo, desaprumo e carga de vento) e deslocamentos impostos (ações indiretas oriundas de variação de temperatura e retração, por exemplo).

As ações horizontais podem atenuar os efeitos das cargas verticais gerando um acréscimo de tensões devido à imposição do equilíbrio ser feita na situação deformada. Tal situação é denominada geometricamente não linear, da qual decorrem os efeitos de segunda ordem globais. Dessa maneira, é importante que o edifício tenha um subsistema estrutural capaz de limitar os deslocamentos horizontais conferindo ao sistema rigidez suficiente para reduzir os efeitos globais de segunda ordem nas estruturas. Esses efeitos possuem grande importância principalmente em estruturas altas e esbeltas, de tal forma que o projeto estrutural passa a trabalhar em função desse subsistema (TARANATH, 2010).

Os chamados parâmetros de instabilidade referem-se à sensibilidade da estrutura à deslocabilidade lateral e permitem ao projetista analisar a necessidade de considerar ou não os efeitos de segunda ordem ainda na fase inicial de projeto. A NBR 6118/2014 considera o

parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ . O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  classifica a estrutura quanto à deslocabilidade dos seus nós e o coeficiente  $\gamma_z$  estabelece a mobilidade da estrutura e estima, com certa precisão, os esforços de segunda ordem (WORDELL, 2003; BUENO, 2009).

Quanto aos computadores, não se pode imaginar a engenharia de estruturas de hoje sem o uso de sistemas computacionais como ferramenta auxiliar que pode proporcionar grande produtividade com qualidade e segurança. Eles estão presentes em todas as etapas do projeto estrutural, mas são especialmente importantes quando se considera uma análise de segunda ordem por permitirem várias simulações de um mesmo modelo e assim encontrar soluções tecnicamente viáveis quanto à estabilidade. Muitos programas de cálculo estrutural incorporam os parâmetros de instabilidade considerados pela NBR 6118/2014. Esses programas são excelentes auxiliares para o engenheiro, todavia, é necessário conhecer as formulações e simplificações adotadas pelos programas para que o raciocínio seguido pelo profissional seja o mesmo que o computador irá processar, levando assim ao resultado esperado (BUENO, 2009).

O uso dos sistemas computacionais possibilita a análise dos núcleos rígidos com diferentes modelagens de maneira ágil. Dentre as possíveis modelagens para simular o comportamento do núcleo rígido, uma das formas mais simples e rápida consiste na utilização de uma barra vertical e única entre pisos. A seção desta barra tem a forma e dimensões da seção do núcleo representado e possui todas as características dos materiais que a constituírem, que no caso do presente trabalho é o concreto armado. Outra forma de modelagem consiste na utilização de uma malha de elementos de barra, onde é simulada cada uma das paredes, unidas por nós rígidos permitindo, por um lado, ter em conta as dimensões dos elementos da estrutura a modelar e, por outro lado, assegurar o comportamento global das seções do núcleo (CAIANO, 2015).

Surge assim a necessidade da busca por modelos que melhor representem o comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido.

## **1.2. Justificativa**

Devido ao avanço tecnológico e à utilização de materiais mais resistentes, estruturas com maior complexidade e esbeltez têm sido concebidas, necessitando de métodos computacionais mais elaborados para análise e projetos de edifícios.

Na análise não linear de estruturas de concreto armado, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tornou-se a ferramenta mais utilizada atualmente. O núcleo rígido é um elemento tridimensional e quando inserido na estrutura do edifício confere a rigidez necessária à estabilidade do mesmo. Ao modelar este subsistema de contraventamento por uma única barra, assume-se que seu centro de cisalhamento (CC) coincide com o centro de massa (CM), o que pode acarretar em resultados não representativos quanto ao comportamento do sistema estrutural na incidência das ações verticais e horizontais na estrutura. Já a modelagem por malha de elementos de barra é geometricamente rigorosa e posiciona o CC de forma correta. Em edifícios com muitas assimetrias, esta modelagem pode trazer para o modelo de cálculo um comportamento mais parecido com a estrutural real.

Surgem assim alguns questionamentos quanto às diferentes modelagens do núcleo rígido:

- a) A modelagem do núcleo rígido influencia nos parâmetros de estabilidade global?
- b) A mudança do posicionamento do centro de cisalhamento causada pela alteração da modelagem do núcleo modifica a deslocabilidade lateral do edifício?
- c) Alterar a modelagem do núcleo rígido modifica a magnitude dos esforços de flexão e torção no edifício?

Tais questionamentos torna necessária a análise da influência da modelagem do núcleo rígido em estruturas de edifícios altos.

### **1.3. Objetivos**

O presente trabalho realiza a análise do comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido.

Como objetivos específicos podem ser citados:

- a) Realizar uma vasta revisão bibliográfica sobre o comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado e sobre as possíveis modelagens do núcleo rígido;
- b) Verificar a influência da modelagem do núcleo rígido no comportamento do sistema estrutural ao modificar a posição deste elemento no pavimento do edifício e ao modificar a geometria do pavimento;
- c) Analisar a influência da modelagem do núcleo rígido na estabilidade global e na deslocabilidade lateral em edifícios altos de concreto armado;

- d) Analisar a influência da modelagem do núcleo rígido na magnitude dos esforços de flexão e torção nos edifícios estudados.

Espera-se com esses resultados, contribuir com a engenharia de estruturas para esclarecer o comportamento dos sistemas estruturais em edifícios altos de concreto armado quanto à estabilidade global, à deslocabilidade lateral e à distribuição de esforços, considerando a influência das modelagens do núcleo rígido.

#### **1.4. Metodologia**

A primeira etapa do trabalho consiste na fundamentação teórica, realizada por meio de um vasto referencial bibliográfico. Nesta etapa do trabalho são apresentadas considerações e as formulações referentes ao tema e necessárias ao cumprimento dos objetivos. Temas como edifícios altos, estabilidade global, não linearidades, parâmetros de estabilidade, ações atuantes na estrutura, sistema estrutural e modelagem estrutural são abordados.

Posteriormente, é realizado o desenvolvimento numérico onde são descritas as considerações sobre o sistema CAD/TQS, as características dos materiais, os carregamentos adotados, as combinações das ações e os limites para deslocamentos permitidos pela NBR 6118/2014.

Em seguida, são realizadas as análises dos resultados. Na análise do edifício genérico, define-se uma estrutura com planta 15,60 x 14,40 m em que o núcleo rígido posiciona-se em três locais diferentes do pavimento sendo, primeiramente, localizado no centro do edifício, em seguida o centro de cisalhamento (CC) do núcleo é coincido com o centro de massa (CM) do edifício e, por fim, considera-se o núcleo excêntrico, ou seja, sendo posicionado na extremidade do edifício.

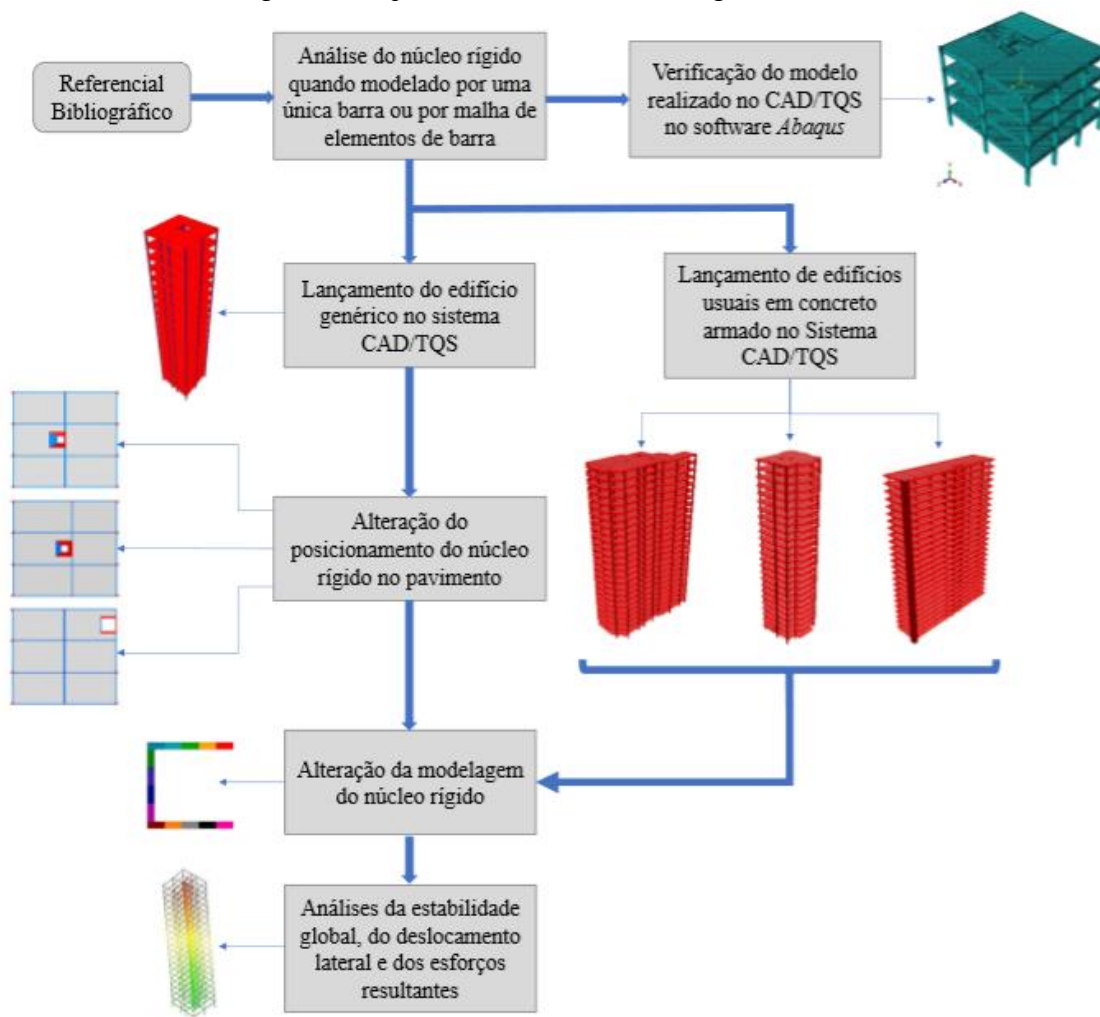
Em uma segunda etapa, são definidos três edifícios usuais concebidos na cidade de Maceió-AL, sendo considerados apenas os pavimentos tipo destes edifícios.

As estruturas são calculadas pelo modelo VI do sistema CAD/TQS e o núcleo rígido é analisado por duas modelagens distintas, barra única e malha de elementos de barra. São avaliados a estabilidade global (por meio dos parâmetros  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2MI$ ), o deslocamento lateral (no topo e entre pavimentos) e a magnitude dos esforços de flexão e torção na base dos pilares do edifício.

No Apêndice A é realizada a verificação do sistema CAD/TQS utilizando como auxílio o software de elementos finitos Abaqus/CAE. Lança-se em ambos softwares um edifício modelo com quatro pavimentos tipo. São avaliados o deslocamento lateral no topo dos pilares e a magnitude dos esforços vertical e de flexão na base dos pilares do edifício analisado.

A Figura 2 apresenta um esquema simplificado da metodologia adotada para elaboração do trabalho.

Figura 2 – Esquema resumido da metodologia do trabalho.



Fonte: Autor (2018).

## 1.5. Organização do Texto

O **Capítulo 1** descreve as considerações iniciais, a justificativa, os objetivos e a metodologia do trabalho.

O **Capítulo 2** representa o referencial teórico, onde inicialmente são abordados os trabalhos desenvolvidos relacionados ao tema. Apresenta-se um estudo sobre os edifícios altos, estabilidade global e os efeitos de segunda ordem, as considerações acerca das não linearidades física e geométrica, os parâmetros de estabilidade e as ações atuantes na estrutura. Aborda-se sobre os sistemas estruturais para edifícios e o sistema estrutural com núcleo rígido como estrutura de contraventamento, é conceituado sobre a torção em edifícios com núcleos rígidos e sobre as ligações. Por fim, são citadas as possíveis modelagens estruturais para os núcleos rígidos.

O **Capítulo 3** descreve o desenvolvimento numérico, onde são citadas as considerações sobre o sistema CAD/TQS, as características dos carregamentos, os carregamentos utilizados, as combinações das ações e os limites para deslocamentos.

O **Capítulo 4** realiza a análise dos edifícios estudados. As estruturas são calculadas pelo modelo VI do sistema CAD/TQS e o núcleo rígido passa por duas modelagens distintas, barra única e malhas de elementos de barra. Avalia-se a estabilidade global (por meio dos parâmetros  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2M1$ ), o deslocamento lateral (no topo e entre pavimentos) e a magnitude dos esforços de flexão e torção na base do núcleo rígido.

No **Capítulo 5** tem-se as considerações finais, onde são feitas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

No **Apêndice A** realiza-se a verificação do sistema CAD/TQS utilizando como auxílio o software que utiliza o Método dos Elementos Finitos, Abaqus/CAE.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. Trabalhos Realizados no Centro de Tecnologia da UFAL

Bernardino Júnior (2011), em seu trabalho de conclusão de curso, avaliou a influência do posicionamento do núcleo rígido em um edifício de múltiplos pavimentos, analisando os parâmetros de estabilidade global,  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , e a deslocabilidade da estrutura. Variou-se o posicionamento do núcleo no pavimento e o número de pavimento. Verificou-se a influência da excentricidade do núcleo em relação ao centro de gravidade da estrutura, de forma que quanto maior essa distância, maior a deslocabilidade da estrutura. Atentou-se para a necessidade de um bom arranjo em conjunto com o pórtico espacial, composto por vigas e pilares, distribuindo-os de forma a combater os deslocamentos horizontais em todas as direções. Analisou-se também, a influência da consideração da rigidez à flexo-torção, que pouco influenciou nos parâmetros de estabilidade global, porém foi capaz de restringir consideravelmente os deslocamentos horizontais em determinadas situações.

Araújo (2013), em sua dissertação de mestrado, estudou e quantificou a influência de parâmetros geométricos e de rigidez no comportamento das ligações viga-pilar. Utilizou-se o software Abaqus/CAE, baseado em elementos finitos, para modelagem e análise dos sistemas utilizados. Estes modelos servem como referência para a otimização dos parâmetros geométricos e de rigidez de modelos reticulados, que são os comumente utilizados em projetos estruturais. Afirmaram-se algumas tendências de influência de parâmetros já apresentados na literatura, como variações de rigidez causadas por excentricidade e variações de largura. Os resultados indicaram variações de deslocamento vertical nas vigas de até 5%, mantendo-se a carga vertical e variando apenas a excentricidade, e de até 60% variando-se apenas as larguras dos elementos. Descarta-se a utilização de representações pontuais da semirrigidez em ligações monolíticas de concreto através de molas rotacionais, provando ser necessário o aprimoramento do modelo para a apresentação do comportamento da ligação.

Diniz (2017), em sua dissertação de mestrado, desenvolveu um estudo da avaliação da estabilidade global de estruturas de concreto armado, considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede. Foram utilizados os softwares Abaqus/CAE e CAD/TQS. Analisaram-se modelos de pórticos, verificando a contribuição da excentricidade da ligação viga-pilar parede para a estabilidade global e para própria rigidez da ligação, baseados em simulações de flambagem e deslocamentos de pilares-parede isolados. Foram avaliados os parâmetros de estabilidade da NBR 6118/2014, assim como, os critérios de



flexibilização das ligações do pórtico do CAD/TQS, LEPMOL e REDMOL (critérios definidos no Pórtico-TQS que permitem que o engenheiro realize ponderações no cálculo da rigidez das ligações). Os resultados das análises dos deslocamentos indicaram um crescimento considerável quando a ligação viga-pilar parede se torna mais excêntrica e há uma intensificação do crescimento para excentricidades próximo do extremo do pilar. Verificou-se que modelos com maior número de pavimentos são mais instáveis, apresentando uma variação mais significativa dos deslocamentos com a excentricidade da ligação em relação a modelos com menos pavimentos.

## **2.2. Obras encontradas fora do Centro de Tecnologia da UFAL**

O tema comportamento do sistema estrutural em edifícios altos com a presença do núcleo rígido como subsistema de contraventamento não está esgotado. Há diversos trabalhos produzidos com o objetivo de subsidiar as análises de edifícios altos procurando encontrar soluções que levem a resultados mais próximos aos reais. A discretização é uma aproximação da estrutura real e está sendo inserida na análise de edifícios há muitos anos. A apresentação das publicações segue uma ordem temática. Inicia-se com trabalhos que estudam a estabilidade e os sistemas estruturais para edifícios. Em seguida, aborda-se o efeito do vento nas estruturas. Por fim, são citados os trabalhos que estudam as modelagens dos núcleos rígidos.

A análise da estabilidade é, na maioria dos casos, complexa, uma vez que se fazem necessárias considerações referentes às não linearidades física e geométrica. Oliveira (2007) estudou os processos aproximados usualmente empregados para a consideração das não linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado. Foram analisados, no programa ANSYS, diversos pórticos planos e edifícios de médio porte. Os resultados obtidos permitiram determinar quais valores de redução de inércia, dentre os recomendados pela NBR 6118/2003 e segundo a formulação de Branson (1966), melhor representam o comportamento da estrutura. Verifica-se que no estado limite de serviço, a redução em 20% da rigidez dos pilares e a inércia equivalente de Branson (1966) para vigas pode ser considerada eficiente. Para o carregamento sem majoração e o correspondente estado limite último, as reduções de inércia adotadas pela NBR 6118/2003, para os casos mais gerais, mostraram-se mais apropriadas. Realizou-se também a avaliação da eficiência do coeficiente  $\gamma_z$  como majorador dos esforços de primeira ordem (momentos fletores, forças normais e cortantes) e como majorador das ações horizontais, para obtenção dos esforços finais, que incluem os de segunda ordem. Constatou-se que este coeficiente deve ser utilizado como

majorador dos momentos de primeira ordem (e não das ações horizontais) para obtenção dos momentos finais. No caso da força normal nos pilares e da força cortante nas vigas, a majoração pelo coeficiente  $\gamma_z$  não se faz necessária, uma vez que, para estes esforços, os valores obtidos em primeira e em segunda ordem são praticamente os mesmos.

Corelhan (2010) abordou os aspectos inerentes à análise não linear física e geométrica de núcleos rígidos pertencentes a estruturas de contraventamento de edifícios altos em concreto armado. Este trabalho teve como foco a análise estrutural dos núcleos através do método dos elementos finitos, onde os núcleos são modelados segundo Yagui (1971). Verificou-se que a consideração da deformação por esforço cortante levou a sensível aumento nos deslocamentos, sendo que, para os edifícios mais rígidos, o acréscimo de deslocamentos é maior que os provocados pelos efeitos não lineares físico e geométrico. Constatou-se que as análises NLG-NLF, em termos de deslocamentos dos pavimentos, são bem representadas por uma análise não linear simplificada usando um coeficiente redutor de inércia igual a 0,90 para as paredes dos núcleos e de 0,70 para os demais elementos.

O estudo da estabilidade em edifícios de concreto armado é bastante difundido na literatura especializada. A NBR 6118/2014 classifica as estruturas quanto à estabilidade e estima os esforços de segunda ordem através dos parâmetros que influenciam a instabilidade, que são os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , respectivamente.

Oliveira (2002) estudou os parâmetros de estabilidade global,  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , presentes na NBR 6118. Foram analisados alguns edifícios usuais de concreto armado, sendo processados em primeira e segunda ordem, utilizando o programa *ANSYS*, buscando-se estabelecer o grau de confiabilidade desses parâmetros e avaliar a eficiência do coeficiente  $\gamma_z$  majorador dos esforços de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais. Constatou-se que, embora o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  deva ser utilizado apenas para estruturas simétricas, ele forneceu a classificação correta dos edifícios estudados em 90% dos casos. Verificou-se que a majoração efetuada com o valor integral de  $\gamma_z$  para  $\gamma_z < 1,3$ , resultaria em uma boa estimativa dos acréscimos médios; porém, para alguns pavimentos, este procedimento não seria seguro. Afirma-se então que deve utilizar preferencialmente o coeficiente  $\gamma_z$ , que pode ser empregado como majorador dos esforços de primeira ordem. Wordell (2003) e Bueno (2009) também avaliaram os parâmetros recomendados pela NBR 6118. Estes estudos foram realizados em edifícios altos de concreto armado.

Mocayo (2011) avaliou os efeitos de segunda ordem em edifícios por meio dos coeficientes  $\gamma_z$  e  $FAV_t$ , este último desenvolvido pela TQS Informática, e por meio do processo P-Delta. Foram analisados edifícios usuais em concreto armado, utilizando o programa CAD/TQS. Concluiu-se que a utilização de apenas  $\gamma_z$  como majorador de esforços para obtenção dos esforços de segunda ordem gera resultados muito melhores que o emprego de  $0,95\gamma_z$ . O  $FAV_t$  (fator de amplificação de esforços horizontais ou de ventos) gerou resultados muito bons em comparação ao processo P-Delta.

O efeito do vento nas estruturas também causa instabilidades. Um dos efeitos causados pela incidência do vento em edifícios é a torção. Alguns trabalhos foram desenvolvidos neste sentido.

Carpeggiani (2004) analisou a torção devida aos efeitos estáticos da ação do vento em modelos reduzidos ensaiados no túnel de vento, de diversas configurações arquitetônicas, simulando as principais características reais do escoamento em que a edificação está imersa. Os resultados experimentais obtidos nos ensaios foram comparados com estimativas teóricas indicadas nas normas Brasileira, Canadense e Alemã, e por um trabalho de pesquisa realizado por Isyumov, no Canadá. Concluiu-se que a NBR 6123/1988, na sua recomendação das excentricidades das forças de arrasto para cálculo do momento torsor, subestima a indicação para a excentricidade na situação de edificações isoladas, porém cobre a maioria dos casos na prescrição da excentricidade para a situação de prédios submetidos aos efeitos de vizinhança.

Küster (2014) avaliou os efeitos da torção originados pelo efeito do vento em edifícios de concreto armado com núcleo rígido como elemento de contraventamento. O núcleo rígido foi constituído por pilar parede ou por associação destes. Foi realizado um estudo com variações do centro de cisalhamento e do centro de massa para verificar os efeitos de torção gerados no núcleo rígido, quando os centros não coincidem. O estudo mostrou que a posição do núcleo rígido em planta e a esbeltez influencia diretamente na ocorrência ou não de torção no prédio como um todo. Ainda que o vento incida no centro de cisalhamento do núcleo, estando assimétrica a rigidez do prédio em planta, ocorrerá torção. Concluiu-se também que o núcleo de contraventamento não absorve sozinho o esforço proveniente da ação do vento, antes os demais pilares também contribuem.

Caiano (2015) realizou o estudo do comportamento do núcleo central de um edifício de 228 metros de altura, sob as condições do vento regulamentar, avaliando os efeitos da torção com empenamento na resistência da estrutura e o efeito da ação do vento ao nível do conforto.

Para realizar este estudo, foram utilizados vários modelos numéricos do edifício, recorrendo-se a metodologias distintas de modelação do núcleo rígido: elementos de barra, barra única e elementos finitos de casca. Realizou-se análise comparativa das frequências próprias, dos deslocamentos horizontais e verticais e das tensões instaladas nas paredes do núcleo central. Também foram analisados os efeitos benéficos da introdução de “outriggers” (pisos rígidos) no caso de estudo, variando o posicionamento e número destes elementos na estrutura. A nível de modelação, concluiu-se que a modelagem do núcleo rígido por meio de única barra não foi a de melhor comportamento, não sendo indicada para o estudo de edifícios altos. A utilização de barras rígidas dispostas na diagonal restringiu um pouco os movimentos das paredes do núcleo, levando a uma estrutura mais rígida a nível global, se comparada aos demais métodos de modelagem utilizados no trabalho. A modelagem por meio de elementos de barras e elementos de cascas mostraram-se mais completas, sobretudo a de elementos de casca, obtendo-se, em ambas, resultados muito semelhantes e constituindo possibilidades alternativas para a modelagem das paredes do núcleo no caso de edifícios altos.

Na busca por uma análise de edifícios mais próxima a real, desenvolveram-se trabalhos que abordam o comportamento dos sistemas estruturais.

Mori (1992) estudou o comportamento conjunto entre pórticos, pilares isolados, núcleos rígidos e vigas horizontais, eventualmente pertencentes ao sistema estrutural de um edifício alto. A análise foi desenvolvida em regime elástico, a partir de uma teoria de segunda ordem, ou seja, levando em conta o equilíbrio na posição deformada. A estrutura do edifício foi analisada pelo método dos deslocamentos, empregando-se uma análise matricial por associação de subestruturas tridimensionais, correspondendo cada uma delas a um único andar do edifício. Foi desenvolvido um programa em linguagem *FORTRAN 77*. Este trabalho apresentou uma contribuição ao estudo, em teoria de segunda ordem, da interação tridimensional dos elementos estruturais. Apresentou o equacionamento, levando em conta a não linearidade geométrica, para um elemento de núcleo utilizando a teoria da flexo-torção de Vlasov (1962).

Goulart (2008) analisou a contribuição da rigidez à flexão das lajes para três edifícios. Foram elaborados modelos estruturais tridimensionais através do programa *SAP2000*, baseados no método dos elementos finitos. No modelo adotado, vigas e pilares foram discretizados através de elementos de barra, e lajes e pilares parede por meio de elementos de casca. Os resultados obtidos mostraram grande diferença entre as análises com e sem a contribuição da laje. Os esforços nas vigas e pilares podem apresentar reduções significativas com a inclusão da laje na estrutura de contraventamento. O autor ressalta, porém, que isto leva a consequências

diretas no dimensionamento desses elementos. Além disso, a laje passa a ter esforços de flexão para forças horizontais de vento e deve obrigatoriamente ser armada à punção.

Bernardi (2010) analisou as estruturas tridimensionais de edifícios altos em concreto armado considerando a presença das paredes estruturais. Desenvolveu-se um modelo computacional em linguagem *FORTRAN 90*, baseado no Método dos Elementos Finitos, para realizar este tipo de análise. Com o objetivo de se obter um sistema computacional eficiente, são utilizados recursos como a hipótese de diafragma rígido nos pavimentos e subestruturação. O desenvolvimento do modelo computacional permitiu uma análise crítica de casos, confrontando as duas alternativas de sistemas para edifícios altos, ou seja, de pórticos com e sem paredes estruturais.

Nunes (2011) investigou o comportamento estrutural global de edifícios de paredes em concreto armado, solicitados por carregamentos verticais e ações horizontais, com uma análise global sobre a distribuição de esforços em toda edificação, além de investigar a estrutura de transição sobre a qual estão apoiados. Foi utilizado o software de simulação numérica baseada no Método dos Elementos Finitos, o *ANSYS*. Elaborou-se um modelo alternativo que possibilita avaliar o comportamento estrutural do edifício, com destaque para região de transição em que ocorre a interação entre vigas, paredes e lajes. Os resultados apresentados consistem em deslocamentos horizontais dos pavimentos, distribuição dos esforços normais, cortantes e momentos fletores nas paredes, além da análise dos esforços cortantes nas interfaces verticais de paredes e esforços internos nos pilares e nas vigas de transição. Conclui-se que o modelo que utiliza elementos de barra tridimensional para a simulação da estrutura de transição, elementos finitos de casca para as paredes na região de formação do arco, e elementos de barra para as paredes nos pavimentos acima de tal região, em arranjo semelhante ao de Yagui, é suficientemente preciso para a análise estrutural.

Santos (2016) investigou a influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural dos edifícios altos em concreto armado. Inicialmente, variou-se o valor de restrição à rotação das ligações observando os impactos na deslocabilidade horizontal da estrutura, no coeficiente  $\gamma_z$ , nos momentos negativos e positivos das vigas e nas armaduras longitudinais dos pilares, observando-se que a redução da rigidez à rotação das ligações provocou aumento nos parâmetros analisados. Verificou-se também que os acréscimos ocorridos nos valores dos parâmetros analisados são maiores à medida em que se aumentam o número de pavimentos das edificações. Em uma segunda etapa de seu trabalho, foi verificado

que desprezar a influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise de estruturas monolíticas em concreto armado pode gerar soluções muito diferentes do comportamento real da estrutura na prática.

Os autores Hallenbrand e Jacobsson (2016) estudaram diferentes métodos para a análise de edifícios altos. Foram considerados os efeitos dinâmicos, como frequência de ressonância e acelerações. Analisaram também as variações nos resultados estáticos de forças resultantes, momentos, deflexões, cargas críticas de flambagem, forças entre elementos pré-fabricados e distribuições das forças entre núcleos rígidos. As análises foram feitas utilizando o Método dos Elementos Finitos, por meio do programa Midas Gen.

Avilla (2016), analisou estruturas tridimensionais de edifícios altos de concreto armado comparando com os resultados dos modelos simplificados. Mostrou-se a importância da consideração da rigidez da laje em sistemas de lajes lisas e como a distribuição de esforços é alterada no modelo tridimensional. As análises foram feitas utilizando o programa CAD/TQS. Conclui-se que, em estruturas edifícios altos com lajes lisas, sem vigas de contorno, ou núcleo rígido, para se obter pilares com dimensões usuais é imprescindível o uso do modelo tridimensional. Mostra-se que, aparentemente, para edifícios com vigas a consideração do modelo tridimensional não conduz a resultados muito diferentes para deslocamentos laterais. Também é mostrado que a falta de regularidade ao alinhamento dos pilares em planta, em princípio, (não foi estudada a torção causada pelo vento) não conduz a deslocamentos laterais maiores.

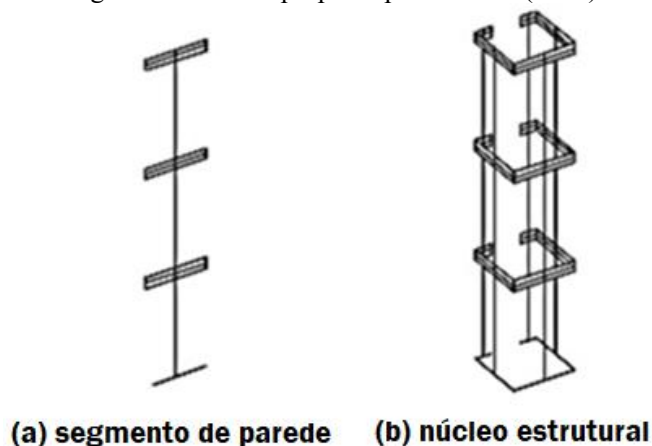
Procurando compreender o comportamento do subsistema de contraventamento, foram realizados estudos que abordam possíveis modelagens para os núcleos rígidos.

Vlasov (1962) analisou estruturas constituídas de paredes delgadas, onde um novo tipo de esforço solicitante foi considerado, o bimomento, responsável pelas tensões normais suplementares às causadas pela força normal e momentos fletores nas seções transversais. Tal modelo permitiu a análise dos núcleos rígidos com a consideração do esforço solicitante de bimomento, tornando necessário o conhecimento da teoria de flexo-torção.

Yagui (1971) pesquisou um processo de cálculo aproximado para núcleos rígidos com diafragmas transversais, utilizando técnicas de cálculo matricial. Neste procedimento, o núcleo rígido é discretizado em segmentos de paredes. Cada elemento de parede situado entre duas lajes, consideradas diafragmas, é substituído por elementos formados por duas vigas de rigidez

infinita unidas por uma coluna central, que conserva as mesmas características elásticas e geométricas do segmento de parede original (Figura 3).

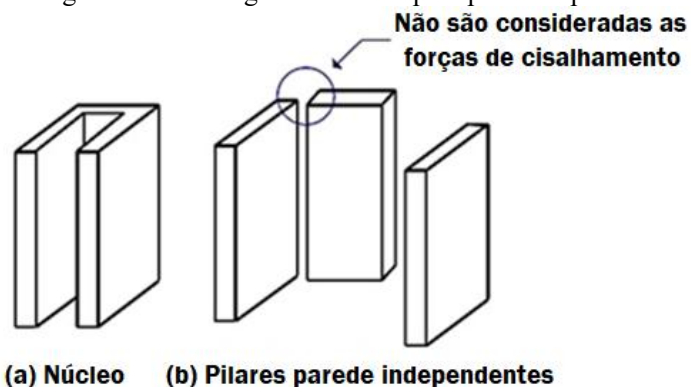
Figura 3 – Modelo proposto por YAGUI (1971)



Fonte: Adaptada de YAGUI (1971).

Pereira (1997) comparou a modelagem de núcleos do processo de Yagui (1971) com outros três procedimentos. Uma de suas conclusões é que o processo prático ou usual, muito utilizado nos escritórios de cálculo de estruturas à época do desenvolvimento do seu trabalho, despreza uma parte da inércia à flexão do núcleo rígido, pois analisa este elemento discretizado em seções independentes, e não como um único elemento. Este processo consiste na modelagem dos pilares parede independentemente, ou seja, não são consideradas as forças de cisalhamento nos vértices do núcleo (Figura 4).

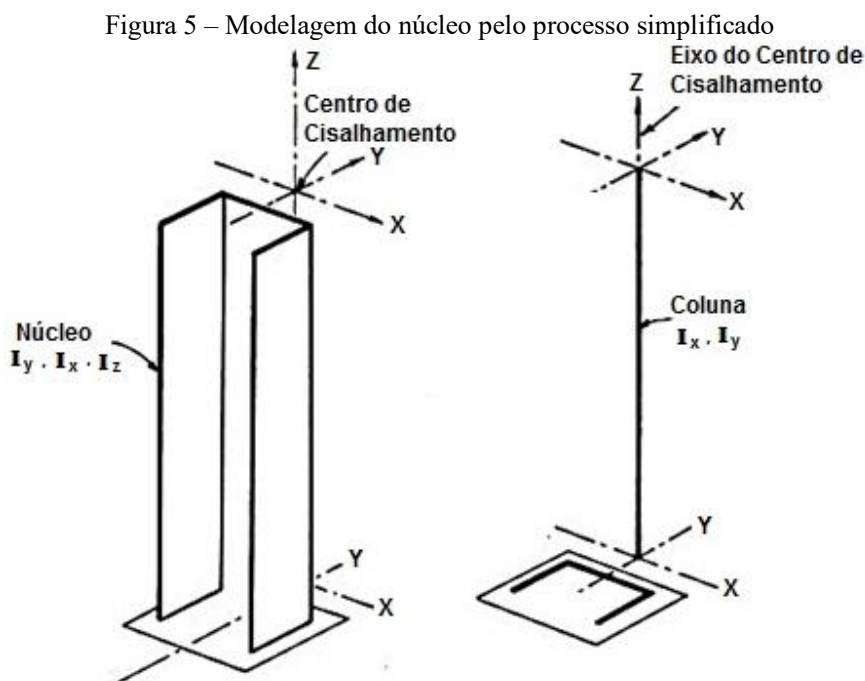
Figura 4 – Modelagem do núcleo pelo processo prático



Fonte: adaptado de PEREIRA (1997).

O mesmo autor também comenta o processo simplificado (Figura 5), que consiste na substituição de tramos do núcleo rígido entre duas lajes consecutivas por elementos de barra de pórtico espacial, localizados no centro de torção do núcleo e com rigidez equivalente. Segundo Pereira (1997), este processo não fornece bom desempenho para a torção, além de impossibilitar

a modelagem das vigas que se conectam ao núcleo rígido sendo, portanto inadequado para representar este último.



Fonte: adaptada de SMITH & COULL (1991).

Silva (1989), utilizando a modelagem para núcleos proposta por Yagui (1971), desenvolveu uma análise de estruturas tridimensionais formadas por pórticos e núcleos rígidos, levando em consideração a deformação por esforço cortante, trechos rígidos, e uma análise não linear geométrica simplificada, através do método P-Delta. As paredes de seção aberta foram analisadas como associações tridimensionais de paredes planas, discretizando-se as interações delas ao nível das lajes, o que mostrou uma boa aproximação em comparação com os resultados obtidos quando se utiliza a teoria de flexo-torção de Vlasov (1962).

Guilardi (1999), utilizou o processo discreto para análise de núcleos rígidos de concreto armado, desenvolvendo um modelo para a discretização dos elementos de parede, procurando resolver dois problemas comuns nos modelos discretos tradicionais: o momento parasita que causa uma flexão artificial na coluna central do modelo, principalmente quando o núcleo está submetido a grandes tensões de cisalhamento, e a incompatibilidade de giro na ligação parede-lintel. Considera-se neste trabalho a influência do esforço normal nos coeficientes de rigidez das colunas e os núcleos sobre fundações elásticas também são tratados. Elaborou-se um programa de pequeno porte em uma versão do *BASIC* e vários exemplos foram analisados. Observou-se que os efeitos de segunda ordem, sensíveis no caso de núcleos abertos,



não alteram de maneira sensível, na maioria das vezes, os resultados caso o núcleo seja parcialmente fechado por lintéis. Com as hipóteses usuais admitidas para o caso de núcleos sobre fundações elásticas, o processo discreto permitiu solução simples e coerente.

Pereira (2000) realizou análise comparativa de resultados, de estruturas de edifícios altos, adotando para o núcleo rígido diferentes tipos de modelagens. Cada estrutura, apresentando o mesmo projeto, porém somente com modelagens diferentes para o núcleo, é submetida simultaneamente às forças horizontais do vento e às ações de origem gravitacional, sendo a partir daí, analisado o comportamento da subestrutura de contraventamento diante do efeito destas ações. Foram utilizadas quatro modelagens distintas para o núcleo rígido: pilares paredes isolados, pilares paredes ligados entre si em duas opções, considerando ou não o efeito do bimomento e a modelagem proposta por Yagui (1971). Uma quinta modelagem, utilizando o software *ANSYS* foi executada fornecendo resultados que também foram utilizados no processo comparativo. As análises das estruturas de edifícios altos são tridimensionais, considerando cada uma das modelagens apresentadas e levando em conta a sua não linearidade geométrica. Ressalta-se que, devido às hipóteses de cálculo adotadas para o processamento das estruturas, algumas perturbações podem ser observadas nas extremidades superior e inferior da estrutura, principalmente nos resultados fornecidos em esforços. Essas perturbações são causadas pela perda de continuidade, quer na extremidade superior do edifício, onde os deslocamentos, incluindo o empenamento, são completamente livres, quer na sua extremidade inferior ou base, onde a hipótese de fundação rígida simula um engastamento perfeito, com impedimento total de empenamento. Logo, considera-se prudente que, todas as análises efetuadas sejam, preferencialmente, aplicadas aos pavimentos intermediários, com a finalidade de evitar que as perturbações de extremidade, acentuadas nos resultados em esforços, influenciem no processo comparativo desenvolvido para as modelagens.

Souza Júnior (2001) apresentou uma contribuição à análise discreta em teoria de primeira ordem de edifícios altos formados por elementos de núcleo, viga, pilar e placa. Os elementos de núcleo são barras de seção delgada e foram calculadas pela Teoria de Vlasov. Calculou-se a estrutura como sendo um único sistema em que a contribuição de cada elemento foi levada em consideração. A principal contribuição deste trabalho é a ligação dos elementos de placa com os elementos de núcleo, pois, eles têm graus de liberdade distintos, sem deixar de tratar a estrutura como um único sistema que é composto também por elementos de pilar e viga. Esta análise foi feita utilizando o programa *ANSYS*. O modelo de cálculo apresentado, onde o núcleo é discretizado por elementos especiais de barra, foi comparado a outros modelos e os

resultados foram satisfatórios, pois observa-se que o número de operações matemáticas realizadas é menor que o número de operações efetuadas em um procedimento de cálculo que modela o núcleo com elementos finitos de casca. Observou-se que os valores dos deslocamentos obtidos nas estruturas analisadas com este procedimento foram praticamente iguais aos obtidos com as mesmas estruturas em que os núcleos e lajes foram modelados com elementos finitos de casca.

Martins (2001) analisou estruturas com a presença de núcleos rígidos, que foram discretizados através de elementos de barra segundo a teoria da flexo-torção de Vlasov (1962). Chegando à conclusão que a consideração da rigidez à flexão das lajes tem grande importância na estabilidade global de edifícios de andares múltiplos. Os resultados mostraram que, sem a consideração da laje, elementos estruturais podem estar tanto subdimensionados como superdimensionados, pois os esforços se distribuem de acordo com a rigidez dos elementos presentes no modelo; e a presença da laje tem influência direta nesta distribuição.

Freitas Filho (2002) estudou o comportamento de pilares parede em um edifício real, onde os pilares foram modelados como elementos finitos de barra ou como elementos finitos de casca. Avaliou-se a importância da imperfeição geométrica global, além da simulação da não linearidade física. Concluiu-se que, os resultados dos deslocamentos laterais e os maiores esforços seccionais simples são próximos nos dois modelos. Sendo assim, preferível modelar os elementos lineares do sistema estrutural com elementos finitos de barra, pois, é mais prático e o custo computacional é menor. A modelagem dos pilares parede com elementos finitos de casca é indicada quando se quer analisar parâmetros como, distorção angular torcional, bimomentos, efeito “shear lag” e empenamento da seção transversal do pilar.

Ramilo (2009) realiza um estudo analítico do comportamento de um núcleo de seção aberta de parede fina, quando sujeito a ações de flexão e torção. O núcleo é modelado de três formas, em todas procura-se simular a correta posição do seu centro de cisalhamento. Comparam-se os diagramas de tensões na base do núcleo obtidos através de cálculo analítico e avalia-se o impacto da não consideração dos efeitos de empenamento nos resultados obtidos. Concluiu-se que o funcionamento correto do modelo de barras apenas é conseguido retirando a rigidez à torção aos nós rígidos de ligação entre as barras verticais. Caso contrário, a restrição ao empenamento dada pelas ditas barras impedirá o modelo de ter um resultado adequado à torção. Com relação aos efeitos de torção, as três modelagens revelaram-se capazes de reproduzir com boa exatidão a posição analítica do centro de cisalhamento do núcleo, bem como o comportamento do mesmo ao nível do empenamento. Verificou-se que a ocorrência de

empenamento na seção pode alterar de forma notória os valores e a distribuição das tensões longitudinais na base do núcleo.

Silva (2014) desenvolveu um modelo para análise tridimensional não linear geométrica de edifícios considerando a influência de todas as partes componentes do sistema estrutural, incluindo a ligação núcleo-laje e o solo de fundação. Os pilares e as vigas foram modelados com elementos finitos de barra com seção transversal de forma qualquer, enquanto as lajes são modeladas por elementos finitos de casca. As análises estruturais dos diversos exemplos demonstraram a importância da consideração das interações tridimensionais no comportamento mecânico dos edifícios, principalmente quando a não linearidade geométrica e a flexibilidade dos apoios são também consideradas. A influência da rigidez das lajes no comportamento dos núcleos se mostrou relevante, especialmente em edifícios solicitados à torção. Esta influência ficou evidente nos testes realizados para diferentes espessuras de lajes, sendo que quanto mais rígida a laje, maior também a rigidez à torção dos edifícios. Verificou-se também que o empenamento das seções transversais dos núcleos interfere nas deformações das lajes na análise destas estruturas e recomenda-se maior atenção para os efeitos produzidos pelo empenamento do núcleo nos pavimentos. Observou-se ainda que a flexibilidade do solo promove uma redistribuição dos esforços internos entre os elementos estruturais do edifício. Quando o sistema estrutural inclui núcleos rígidos, verificou-se que a eficiência destes elementos depende da rigidez de sua fundação, demonstrando assim a importância da consideração dos efeitos da interação solo-estrutura para estes casos.

A partir do estudo sobre as principais pesquisas realizadas que abordam esse assunto, realizou-se um resumo e obteve-se o Quadro 1.

Quadro 1 – Resumo das principais pesquisas sobre a modelagem de núcleos rígidos

ANO	AUTOR	MODELAGEM DO NÚCLEO	RESULTADOS
2001	SOUZA JUNIOR, E.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ligação do núcleo às lajes do pavimento;</li> <li>- Núcleo dividido em: Perfil de Núcleo e Barra de Núcleo;</li> <li>- Desenvolvimento do modelo no <i>ANSYS</i>. Barra do núcleo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resultados satisfatórios, pois o número de equações matemáticas foi diminuído se comparado ao núcleo modelado por elementos finitos de casca;</li> <li>Os deslocamentos deste modelo, se comparado aos modelos dos outros autores, foram praticamente iguais.</li> </ul>
2009	RAMILO, N. M. C.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Núcleo modelado por elementos finitos de casca, elementos de barra e por painéis de treliça;</li> <li>- Desenvolvimento do modelo no <i>SAP2000</i>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- O modelo de Barras funciona corretamente quando retirada a rigidez à torção das barras horizontais;</li> <li>- As três modelagens foram capazes de reproduzir o funcionamento analítico do núcleo com um nível de rigor satisfatório;</li> <li>- As modelagens foram capazes de reproduzir com boa exatidão o centro de cisalhamento do núcleo, bem como o comportamento do mesmo ao empenamento.</li> </ul>
2014	MEDEIROS, S. R. P.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Núcleo discretizado por elementos de casca e discretizado com malha de elementos de barra.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Valores de casca e malha de barras próximos quando as malhas nodais desses modelos são similares e têm um alto grau de refinamento;</li> <li>- O modelo de malha de barras pouco refinada é capaz de reproduzir resultados aceitáveis, do ponto de vista prático;</li> <li>- Ao anular a rigidez à torção dos elementos de barras horizontais, os resultados da estrutura submetida à flexo-torção são melhorados.</li> </ul>
2015	CAIANO, D. M. R. C.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Núcleo modelado por elementos de barra, barra única e elementos finitos de casca;</li> <li>- Desenvolvimento do modelo no <i>SAP2000</i>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- A modelagem de barra única restringiu o movimento das paredes do núcleo, levando a obtenção de uma estrutura mais rígida a nível global;</li> <li>- Nas modelagens por elementos de barra e elementos de casca, observam-se modelagens rigorosas, com resultados semelhantes.</li> </ul>

Fonte: Autor (2018).

Por meio do Quadro 1, é possível observar que existem poucos trabalhos que abordam a modelagem de núcleos rígidos por elementos de barra, quando estes elementos estão inseridos no sistema estrutural. Nota-se também que o único trabalho que modela o núcleo por malha de elementos de barra é o artigo de Medeiros (2014) publicado na revista TQS-NEWS de número 39, este foi o utilizado pela TQS Informática Ltda para realizar a discretização dos pilares parede por malhas de elementos de barra em seu sistema.

Devido à escassez de trabalhos que abordam o sistema estrutural de edifícios altos com a presença de núcleos rígidos modelados por malha de elementos de barra, surge a necessidade do estudo do seu comportamento.

### **2.3. Edifícios Altos**

Segundo o CTBUH (2018), não há uma definição absoluta do que constitui um “edifício alto”, isto é, utiliza-se uma definição subjetiva. Um edifício pode ser considerado alto ao classifica-lo em uma ou mais das seguintes categorias: altura em relação ao contexto (devido à altura de um edifício em relação aos demais existentes naquela cidade); adotando tecnologias relevantes para edifícios altos (por exemplo, tecnologias de transporte vertical específicas, contraventamento estrutural necessário devido à altura, etc.); e edifícios “Supertall” (com mais de 300 metros de altura) e “Megatall” (com mais de 600 metros de altura).

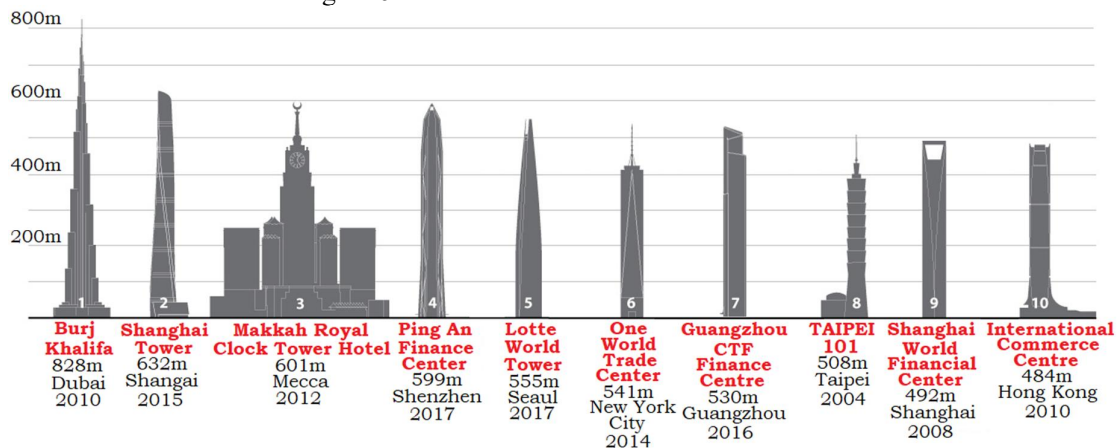
Por todo o mundo existem bons exemplos de edifícios altos, que comprovam toda a sua magnificência e que demonstram o quanto é arrojado concebê-los. Porém, a sua concepção só foi possível perante a existência de materiais que melhoram significativamente os seus comportamentos mecânicos, bem como um melhor conhecimento do comportamento aos sismos, ventos e solos (PEREIRA, 2011).

As torres mais altas têm sido erguidas com estruturas formadas por concreto armado, arranjos estruturais metálicos ou uma concepção denominada “mista”, utilizando pórticos metálicos aliados a núcleos rígidos de concreto. Devido a utilização de alguns materiais, as estruturas tiveram um acréscimo significativo na altura e na esbeltez dos edifícios ao longo dos anos (OLIVEIRA, 2009). No Brasil ainda prepondera o uso do concreto armado na execução de edifícios altos, apesar de se observar o crescimento da aplicação de outros materiais. Por este motivo é dada maior ênfase, neste trabalho, a aplicações de edifícios em concreto armado.

Observando a Figura 6, que apresenta uma comparação entre os dez edifícios mais altos no mundo, percebe-se que o edifício Burj Khalifa, construído em 2010 em Dubai nos Emirados

Árabes, com uma altura total de 828 metros, supera em muito os Edifícios Petronas Twin Towers 1 e 2, de 452 metros, inaugurado em 1998 na Malásia.

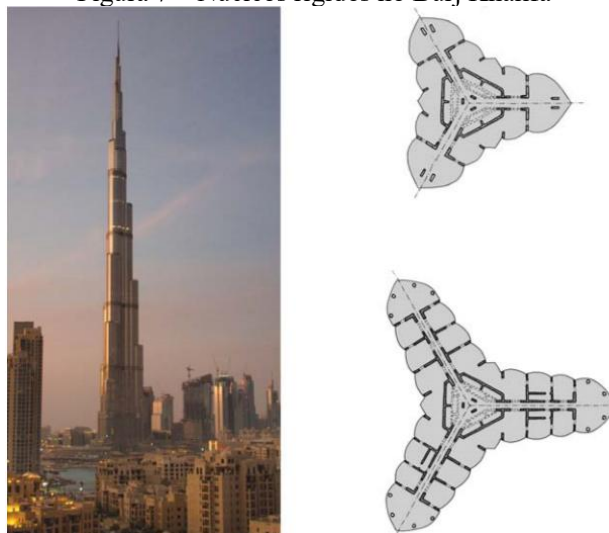
Figura 6 – Os dez edifícios mais altos no mundo



Fonte: CTBUH (2017).

O desenvolvimento do subsistema estrutural do núcleo rígido levou a uma mudança de paradigma na construção edifícios altos que trouxe um aumento considerável na altura dos edifícios. Nos 32 anos entre a conclusão do primeiro World Trade Center (1972) e Taipei 101 (2004), houve apenas um incremento de 22% na altura do edifício mais alto do mundo. Em 2010, o Burj Khalifa ganhou o título de edifício mais alto, superando Taipei 101 em mais de 60%. Com seu núcleo inovador e reforçado (Figura 7), onde são adicionadas paredes cruzadas à medida que as forças aumentam ao longo da altura do edifício, a torre representa um grande salto no projeto estrutural, provocada por uma mudança na abordagem do problema do edifício alto através de um exame de escala (BAKER; PAWLIKOWSKI, 2012; ISTRUCTE, 2014).

Figura 7 – Núcleos rígidos no Burj Khalifa



Fonte: ISTRUCTE (2014).

O projeto e execução de um edifício alto é uma tarefa laboriosa e deve ser tratada com muita responsabilidade e planejamento. No que se tange ao projeto estrutural, muitos fatores devem ser levados em consideração de forma a prever o comportamento destes edifícios frente as diversas ações que lhes são impostas. A avaliação da rigidez destas torres, sobretudo da estabilidade global, é de suma importância para viabilizá-las. Do ponto de vista da análise estrutural, à medida que cresce a altura de uma edificação aumentam também os efeitos das ações horizontais, tais como a força do vento, de maneira que estas ações passam a ser tão importantes quanto às ações verticais dos pavimentos. Além disso, terão maiores intensidades os efeitos da não linearidade geométrica, o que significa que os deslocamentos do edifício interferem significativamente no equilíbrio mecânico e as aproximações da teoria linear não são suficientes para avaliar adequadamente o seu comportamento estrutural (OLIVEIRA, 2009; SILVA, 2014).

Sabe-se que em estruturas dessa magnitude a ação do vento provoca grandes efeitos, produzindo esforços adicionais quando aplicados simultaneamente com as demais ações atuantes. Sendo assim, a avaliação da estabilidade global é um dos mais importantes fatores para a concepção estrutural de um edifício, pois ela visa garantir a segurança da estrutura mediante a perda de sua capacidade resistente causada pelo aumento das deformações em decorrência das ações (PAIXÃO; ALVES, 2017).

#### **2.4. Estabilidade global**

A estabilidade global é uma condição a ser atendida pelas estruturas. A intensidade dos deslocamentos horizontais e as deformações definem se a estrutura é estável ou não. De acordo com a NBR 6118/2014, no item 15.2, nas estruturas de concreto armado, atinge-se o estado limite último de instabilidade sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação.

A estrutura é considerada estável de acordo com a capacidade da mesma em absorver os efeitos provocados pela deslocabilidade dos seus nós, ou seja, em absorver os efeitos de segunda ordem. Por isto, a verificação da estabilidade global nas estruturas é uma obrigatoriedade colocada pela norma brasileira. É possível identificar se um edifício é estável ou não mensurando os efeitos globais de segunda ordem aos quais a estrutura estará sujeita (SANTOS, 2016).

Este fato evidencia a importância sobre a discussão da forma em que é realizada a análise da estrutura, pois sabe-se que à medida que estas se tornam mais esbeltas e elevadas, maiores serão os efeitos causados pela força do vento e existirão acréscimos de esforços e deslocamentos horizontais.

A NBR 6118/2014 disponibiliza parâmetros para considerar estabilidade global, os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ . Estes parâmetros permitem classificar a estrutura como de nós fixos ou móveis, de acordo com valores definidos na norma. As estruturas são classificadas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, sendo os efeitos globais de segunda ordem desprezíveis. Em caso de ser classificada como de nós móveis, os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos de segunda ordem são importantes.

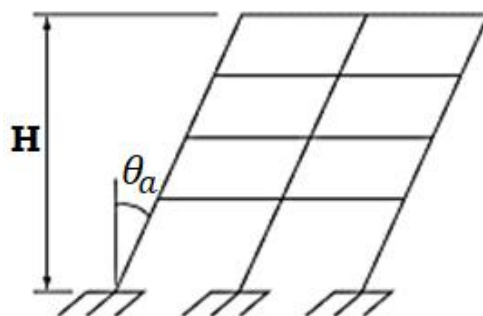
A prática tem mostrado que uma construção dificilmente tem uma execução perfeita, da forma como foi idealizada durante a fase de projeto. Sempre existem desvios de ordem construtiva, como os desalinhamentos verticais ou desaprumo e a falta de retilineidade ao longo do eixo dos pilares da estrutura. Nas estruturas reticuladas, os mais frequentes ocorrem na posição e no alinhamento dos eixos, na forma e dimensões das seções transversais, na distribuição das armaduras, etc., em geral, estes desvios podem ser cobertos pelos coeficientes de segurança, porém os desalinhamentos verticais e a falta de retilineidade não. Por conseguinte, é importante incluí-los na análise de estruturas pois podem ter influência na estabilidade global, principalmente quando a estrutura do edifício oferece grande esbeltez e altura elevada (FREITAS FILHO, 2002).

A instabilidade global das estruturas de concreto sofre grande influência das imperfeições geométricas iniciais. A consideração de um desaprumo do eixo vertical da estrutura implica no acréscimo dos esforços, mesmo sem a existência de forças transversais. Mesmo após descarregadas, as estruturas reticulares apresentam imperfeições geométricas do eixo dos seus elementos e elas devem ser consideradas na verificação do estado limite último (ELU). Essas imperfeições podem ser divididas em globais e locais, mas as que podem comprometer a estabilidade da edificação são as globais (KÜSTER, 2014).

A NBR 6118/2014 trata as imperfeições globais e estabelece que, nas estruturas reticuladas, contraventadas ou não, deve ser considerado o desaprumo dos seus elementos verticais, conforme indica a Figura 8.



Figura 8 – Imperfeições geométricas globais em estruturas reticuladas constituídas de pórticos



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014, p.59).

O deslocamento máximo ( $a_{max}$ ) no topo do edifício é dado por:

$$a_{max} = \theta_a \cdot H \quad (1)$$

Sendo que:

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1+(1/n)}{2}} \text{ e } \theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (2)$$

Onde:

$H$  = altura total da edificação, em metros;

$n$  = número de prumadas de pilares do pórtico.

O ângulo  $\theta_1$  deve ser limitado da seguinte forma:

- $\theta_{1,min} = 1/400$  para estruturas de nós fixos;
- $\theta_{1,min} = 1/300$  para estruturas de nós móveis ou imperfeições locais;
- $\theta_{1,max} = 1/200$ .

Jeremias Júnior (2007) cita que, os deslocamentos verticais que provocam o surgimento dos efeitos de segunda ordem são provenientes da ação do vento ou do desaprumo. No caso de edifícios altos contraventados por núcleos rígidos, a ação do vento sempre corresponde à ação mais desfavorável, uma vez que o núcleo é normalmente contínuo, eliminando os desaprumos entre os pavimentos.

#### 2.4.1. Efeitos de Segunda Ordem

A NBR 6118/2014 define os efeitos de segunda ordem como aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (configuração indeformada), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

As condições de equilíbrio para a estrutura deformada podem diferir muito daquelas consideradas inicialmente (indeformada). Isto se deve ao fato de que a existência dos deslocamentos expressivos pode propiciar o surgimento de efeitos de segunda ordem que, adicionados ao estado de solitação original das estruturas, pode conduzi-las à instabilidade (CARMO, 1995).

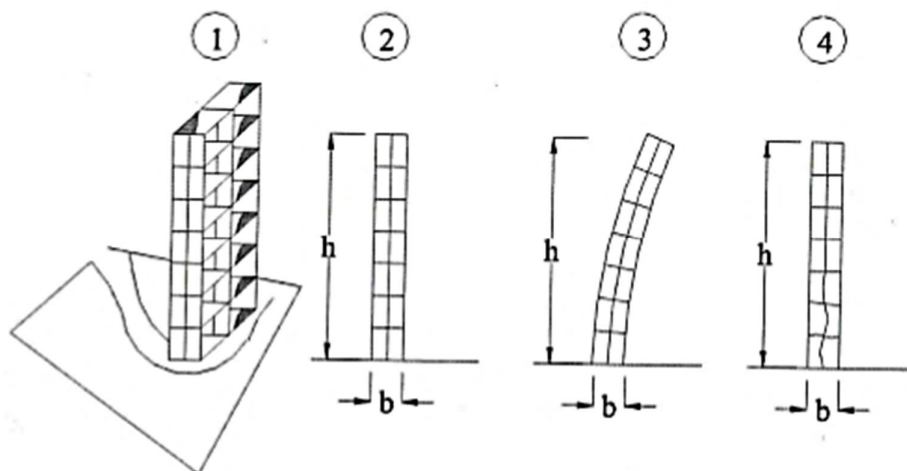
De acordo com os autores Paixão e Alves (2017), quanto mais esbelta for a estrutura, maior será a análise dos efeitos de segunda ordem, que podem ser determinados a partir de parâmetros de estabilidade inseridos na norma brasileira que auxiliam na decisão de considerar ou não estes efeitos.

A NBR 6118/2014, dispensa o dimensionamento da estrutura considerando as solitações de segunda ordem, desde que estas, sejam menores em intensidade que 10% das solitações de primeira ordem. Ocorre que, para verificar esta condição, é necessária a realização de uma análise de segunda ordem, independentemente de seus efeitos serem utilizados ou não para o dimensionamento da estrutura.

Segundo a NBR 6118/2014, os nós da estrutura sob a ação das cargas verticais e horizontais deslocam-se horizontalmente e a partir destes deslocamentos surgem os efeitos de segunda ordem.

Na Figura 9 estão representadas as possibilidades de instabilidade, onde em (1) tem-se a perspectiva esquemática, em (2) a estrutura vertical indeformada, em (3) a edificação sujeita a instabilidade global e em (4), a instabilidade local de pilares centrais inferiores.

Figura 9 – Estrutura indeformada e exemplo de instabilidade global e instabilidade local



Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO (2007).

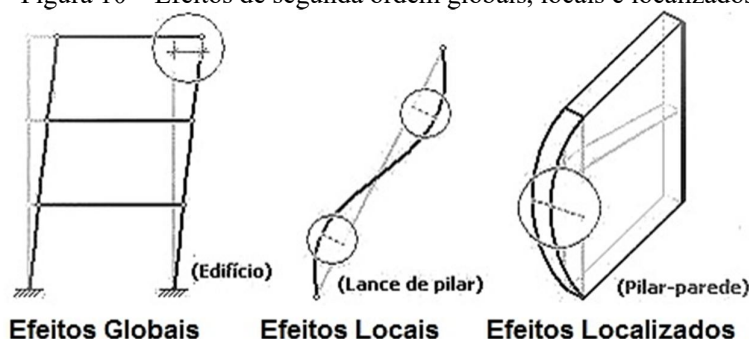
Para Carvalho e Figueiredo Filho (2007), teoricamente todas as três situações descritas na Figura 9 devem ser verificadas e, preferencialmente, considerando as não linearidades geométrica e física e considerando o comportamento tridimensional da estrutura.

A NBR 6118/2014 classifica os efeitos de segunda ordem em globais, locais e localizados da seguinte maneira:

- a) Efeitos globais: quando sob a ação das cargas verticais e horizontais os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente;
- b) Efeitos locais: surgem nas barras da estrutura, principalmente nos pilares, quando seus eixos deixam de ser retilíneos, uma vez que suas extremidades percorrem deslocamentos diferenciados;
- c) Efeitos localizados: em pilares parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilíneidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de segunda ordem maiores, chamados de efeito de segunda ordem localizados. O efeito de segunda ordem localizado além de aumentar nesta região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, demandando um aumento da taxa de armadura transversal nestas regiões.

A Figura 10 ilustra os efeitos de segunda ordem globais, locais e localizados.

Figura 10 – Efeitos de segunda ordem globais, locais e localizados



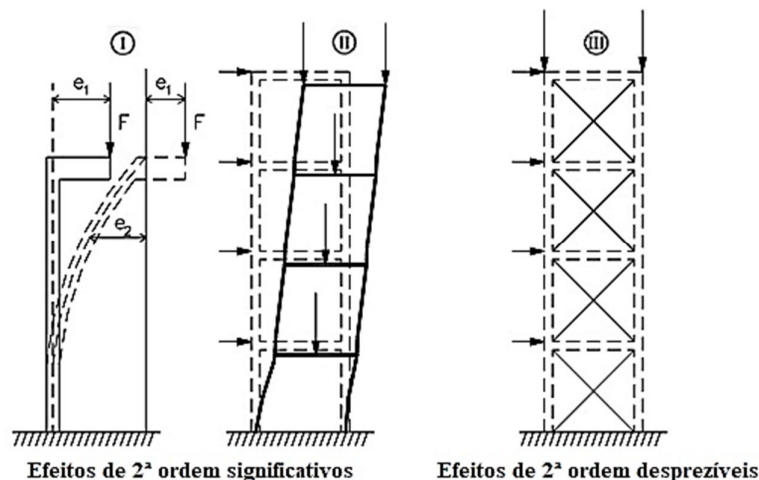
Fonte: Adaptado de COVAS & KIMURA (2003).

Lima (2001) cita que para a avaliação dos efeitos globais de segunda ordem, são necessários apenas os esforços nas extremidades de cada barra, ou seja, nos nós. Para os efeitos locais, entretanto, é preciso se conhecer a distribuição dos esforços em cada barra, o que só é possível quando forem conhecidos os momentos fletores e as forças normais finais. Portanto, a análise da estabilidade global de uma estrutura deve preceder da análise da estabilidade local

dos pilares, devendo-se lembrar que a dispensa da consideração dos efeitos globais não implica a garantia da estabilidade local, e vice-versa.

A Figura 11 demonstra os efeitos de segunda ordem afetando a estabilidade global.

Figura 11 – Efeitos globais de segunda ordem



Fonte: FUSCO (1995).

De acordo com Fusco (1995), na situação (I) da Figura 11, é possível perceber o acréscimo dos momentos fletores  $F_{e1}$ , de primeira ordem. A situação (II) demonstra como os esforços de segunda ordem podem ser significativos nas estruturas altas, inclusive com risco de colapso global da construção. Na (III) tem-se o que seria uma estrutura dotada de elementos estruturais de grande rigidez contraventados, que podem tornar desprezíveis os efeitos de segunda ordem.

## 2.5. Não Linearidades

No cálculo das estruturas de edifícios altos, é necessário que o projetista esteja atento ao problema da estabilidade global, pois a estrutura é solicitada simultaneamente por ações verticais e horizontais. De fato, as ações adicionais provenientes do deslocamento horizontal da estrutura podem ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de conduzi-la ao colapso. Esse tipo de análise, onde se considera o equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada, é o que se denomina análise com não linearidade geométrica (PINTO; RAMALHO, 2002).

Por outro lado, o projetista deve levar em consideração que o comportamento do material constituinte da estrutura, no caso o concreto armado, não é elástico perfeito. Isso por que, o efeito da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras, bem como outros fatores

de menor importância conferem ao mesmo um comportamento não linear, a chamada não linearidade física (PINTO; RAMALHO, 2002).

A NBR 6118/2014 torna obrigatória a consideração dos efeitos das não linearidades geométrica e física na análise estrutural de estruturas de nós móveis. A referida norma também torna obrigatória a consideração dos efeitos globais e locais de segunda ordem. A seguir, serão descritas as não linearidades física e geométrica, separadamente.

### 2.5.1. Considerações Acerca da Não Linearidade Física (NLF)

A NBR 6118/2014 propõe a consideração aproximada da NLF para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais valores indicados na Tabela 1.

Onde  $I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes,  $(EI)_{sec}$  é a rigidez secante e  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade inicial tangente do concreto.

Tabela 1 – Rigidez das peças estruturais para consideração da NLF

Elemento estrutural	Condição	$(E \cdot I)_{sec}$
Lajes	-	$0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
Vigas	$A'_s \neq A_s$	$0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
	$A'_s = A_s$	$0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
Pilares	-	$0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Wordell (2003) afirma que quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  for menor que 1,3, pode-se calcular a rigidez das vigas e pilares assumindo o valor:  $(EI)_{sec} = 0,7E_{ci}I_c$ .

### 2.5.2. Considerações Acerca da Não Linearidade Geométrica (NLG)

Em projetos de edificações são admitidos carregamentos diversos atuando sobre os pórticos de acordo com os códigos normativos. É feito então o equilíbrio de forças da estrutura, para que sejam determinados os esforços internos a fim de dimensionar os elementos estruturais. Esse equilíbrio é usualmente realizado considerando a posição indesejada da estrutura, o que configura a análise linear geométrica ou de primeira ordem (SILVA, 2010).

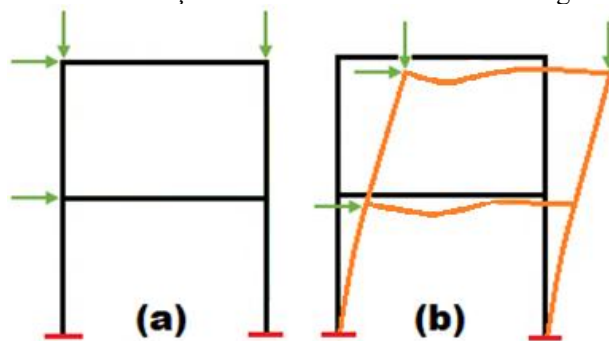
No entanto, após a aplicação da carga, a estrutura se desloca e esses deslocamentos podem ter grande influência no equilíbrio final da estrutura. Essa influência será tanto maior

quanto maiores forem os deslocamentos ocorridos. Logo, para as estruturas esbeltas, a consideração da análise linear anteriormente citada não é a mais adequada (SILVA, 2010).

A análise NLG de estruturas se caracteriza, portanto, pelo equilíbrio de forças ser realizado considerando a posição deslocada da estrutura como mostra a Figura 12, onde em (a) tem-se a análise linear geométrica e em (b) a não linear geométrica.

Em análise de edifícios altos a consideração da NLG é algo extremamente importante. Quanto mais esbelta for uma estrutura, maior será a necessidade de se avaliar o comportamento não linear geométrico e sua estabilidade global (MATIAS JUNIOR, 1997). Edifícios altos e torres de transmissão são exemplos comuns da Engenharia Civil onde a avaliação dos efeitos causados pelo comportamento não linear geométrico tem grande influência no dimensionamento e devem, portanto, ser avaliados da maneira mais adequada (SILVA, 2010).

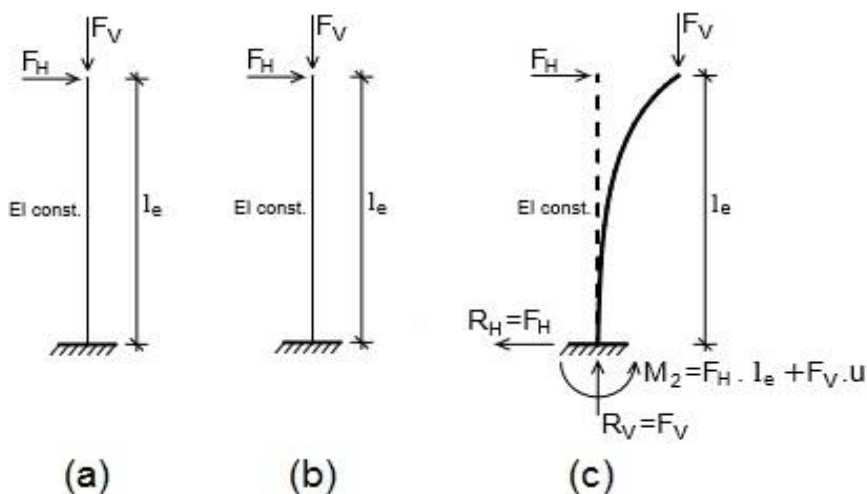
Figura 12 – Diferença entre análise linear e não linear geométrica



Fonte: Adaptado de SILVA (2010).

Moncayo (2011) exemplifica os conceitos da NLG através da Figura 13. Em uma barra vertical, submetida às forças vertical e horizontal (Figura 13a), para que a estrutura esteja em equilíbrio na posição indeformada, ou seja, na posição inicial, surgem reações na base da barra, como mostrado na Figura 13b, sendo uma delas o momento fletor de primeira ordem  $M_1$ , que recebe este nome (de primeira ordem) pelo fato de ter sido obtido na análise do equilíbrio da barra na posição indeformada. Caso o equilíbrio for considerado na posição deformada, ou seja, na posição deslocada de um valor  $u$  devido à ação horizontal, será gerado um acréscimo de momento na base igual a  $\Delta M = F_v \cdot u$ , fazendo com que o valor do momento de primeira ordem  $M_1$  aumente, resultando o momento de primeira ordem mais segunda ordem, chamado de  $M_2$ , que pode ser visto na Figura 13c.

Figura 13 – Comportamento não linear geométrico de uma estrutura



Fonte: adaptado de MONCAYO (2011).

Ainda de acordo com Moncayo (2011), o acréscimo de momento é um efeito de segunda ordem, pois foi um esforço que surgiu com a análise do equilíbrio da estrutura na sua posição deformada. Portanto, somente se esse esforço for levado em conta na análise é que a NLG da estrutura estará sendo considerada.

## 2.6. Parâmetros de Estabilidade

Nesta seção são apresentados os parâmetros de estabilidade considerados pela norma brasileira NBR 6118/2014 e outro considerado na literatura.

### 2.6.1. Parâmetro de Instabilidade $\alpha$

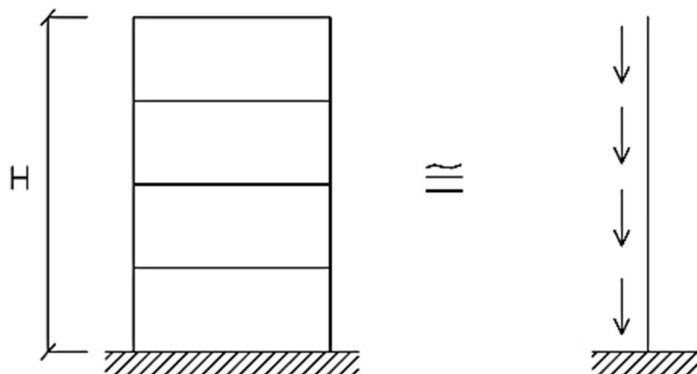
Este parâmetro foi definido em 1967 por Beck e Köning baseado na teoria de Euler e é utilizado para avaliar a consideração ou não dos efeitos de segunda ordem através da rigidez horizontal da estrutura. Pela primeira vez o já conhecido parâmetro da equação de flambagem para uma barra foi estendido para a estrutura de um edifício regular (BUENO, 2009). Ainda segundo Bueno (2009), este parâmetro foi incorporado pelo Código Modelo CEB-FIP 1978 e passou a ser bastante utilizado no mundo todo. No entanto, o CEB-FIB Model Code 90 abandonou o uso deste parâmetro, sendo mantido apenas no Eurocode EC-2 para auxílio dos projetistas. A NBR 6118/2014 adota o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  desde a revisão de 2003.

Wordell (2003) cita que o objetivo do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  é de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Caso a estrutura demonstre a necessidade da consideração dos esforços adicionais, devido aos

deslocamentos, o projetista deverá utilizar um majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

Segundo Oliveira (2002), a formulação relacionada ao parâmetro de instabilidade  $\alpha$  baseia-se na analogia entre o comportamento do edifício e o de um pilar engastado na base e livre no topo, de seção constante e material elástico linear, submetido a uma carga axial uniformemente distribuída ao longo de sua altura (Figura 14). A rigidez deste pilar seria equivalente à soma das rigidezes dos pilares de contraventamento da estrutura.

Figura 14 – Analogia entre o edifício e o pilar em balanço na definição do parâmetro  $\alpha$



Fonte: OLIVEIRA (2002).

A NBR 6118/2014 permite o uso do parâmetro  $\alpha$  apenas para estruturas que possam ser consideradas simétricas. A condição para que elas possam ser classificadas como de nós fixos é a seguinte:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \leq \alpha_1 \quad (3)$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se: } n \leq 3 \quad (4)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se: } n \geq 4 \quad (5)$$

Em que:

$n$  é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$H_{tot}$  é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$N_k$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor de característico;



$E_{cs}I_c$  é o somatório dos valores de rigidez secante de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão  $E_{cs}I_c$  de um pilar equivalente de seção constante.

O valor de  $I_c$  deve ser calculado considerando as seções brutas de concreto. A rigidez do pilar equivalente deve ser calculada da seguinte forma:

- Calcular o deslocamento no topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura  $H_{tot}$ , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

O valor de  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \geq 4$  na Equação 5 é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios em concreto armado. Para as demais estruturas os valores são apresentados na Tabela 2. Logo, a estrutura é considerada de nós móveis para valores de  $\alpha$  fora dos limites apresentados.

Tabela 2 – Valores de  $\alpha_1$  a serem considerados

<b>Tipo de Contraventamento</b>	<b>Valor de <math>\alpha_1</math></b>
Constituído exclusivamente por pórticos	0,5
Constituído por associações de pilares parede	0,6
Constituído por pórticos associados a pilares paredes	0,6
Constituído exclusivamente por pilares parede	0,7

Fonte: Autor (2018).

De acordo com Moncayo (2011), no estudo do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  a não linearidade física (NLF) do concreto é considerada na determinação do valor de  $\alpha_1$ . Embora a fissuração dos elementos não seja considerada, a NLF do concreto surge devido a ação das cargas de compressão nos elementos estruturais.

Moncayo (2011) ainda afirma que o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  é menos utilizado que o coeficiente  $\gamma_z$ , pois com este coeficiente, além de se avaliar a estabilidade global, pode-se estimar os esforços de segunda ordem e assim obter os esforços globais finais, o que não é possível com o parâmetro  $\alpha$ .

### 2.6.2. Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  teve origem nos estudos de Franco e Vasconcelos (1991), com o objetivo de propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de se estimar, com certa precisão, os esforços de segunda ordem (WORDELL, 2003). Esse coeficiente pode funcionar de modo análogo ao parâmetro  $\alpha$ , na classificação da estrutura quanto à deslocabilidade dos nós, também como majorador dos efeitos de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de segunda ordem. Desta maneira, dispensa-se a análise de segunda ordem.

Segundo a NBR 6118/2014 o valor do coeficiente  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

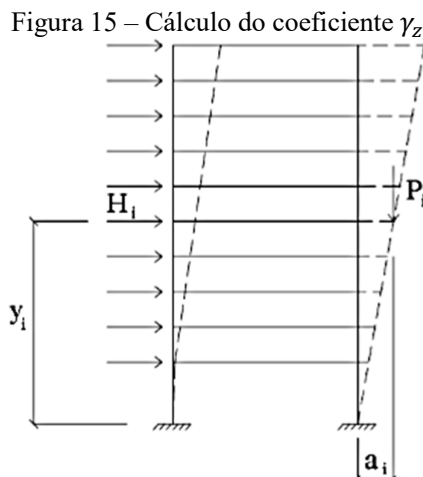
$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (6)$$

O cálculo dos valores de  $\Delta M_{tot,d}$  e  $M_{1,tot,d}$  utiliza resultados obtidos da análise linear do pórtico espacial no estado de limite último (ELU), e depende da aplicação de forças horizontais na estrutura.

Na Equação 6,  $M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura. Assim, tem-se que:

$$M_{1,tot,d} = \sum H_i \cdot y_i \quad (7)$$

Sendo  $H_i$  a força horizontal no pavimento  $i$  devido ao vento e  $y_i$  a altura do pavimento  $i$  em relação à base da edificação (Figura 15).



Fonte: BERNARDI (2010).

Por sua vez,  $\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem. Assim, tem-se que:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum P_i \cdot a_i \quad (8)$$

Na qual  $P_i$  representa a força vertical no pavimento  $i$  e  $a_i$  é o deslocamento horizontal do pavimento  $i$  em relação à base.

A classificação da estrutura como de nós fixos ocorre quando  $\gamma_z \leq 1,1$ . Para valores de  $\gamma_z > 1,1$ , a estrutura é classificada como de nós móveis, sendo obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Para Diniz (2017), os valores de  $\gamma_z$  são coerentes quando pouco maiores que 1,0 e não muito elevados. Os valores abaixo de 1,0 indicam erros no processo de cálculo, pois os valores de  $M_{1,tot,d}$  e  $\Delta M_{tot,d}$  são sempre positivos e, conseqüentemente, o denominador da Equação 3 sempre menor que 1,0. Valores exagerados indicam que a estrutura tem rigidez insuficiente e que deve ser revista.

Os efeitos de segunda ordem podem ser estimados aplicando-se o coeficiente  $\gamma_z$ , desde que respeitados os limites de aplicação. De acordo com Diniz (2017), não há um consenso entre os autores quanto a definição desse limite. Franco e Vasconcelos (1991, *apud* Moncayo, 2011) estabeleceram o limite de 1,2 para validade do coeficiente  $\gamma_z$  como estimador dos esforços de segunda ordem.

Carmo (1995), após análises em seu trabalho, considera seguro o processo simplificado utilizando  $\gamma_z$  para obtenção dos esforços de segunda ordem e acrescenta que o limite pode ser avançado de 1,2 para 1,3.

Moncayo (2011) ressalta que na prática, as estruturas costumam ser projetadas com um limite de 1,20, onde acima deste valor é comum utilizar-se o processo P-Delta, que consiste em uma análise não linear geométrica. Moncayo (2011) ainda destaca que o coeficiente  $\gamma_z$  consiste em uma análise linear, que considera de forma aproximada os efeitos da NLG.

A NBR 6118/2014 disponibiliza uma solução aproximada para a determinação dos esforços de segunda ordem a partir da avaliação dos esforços finais (primeira ordem somados aos de segunda ordem) por meio da majoração adicional dos esforços horizontais da

combinação de carregamento considerada por  $0,95\gamma_z$ . Sendo, este processo aplicável para o  $\gamma_z$  com valores iguais ou inferiores a 1,3.

Ainda de acordo com NBR 6118/2014, o coeficiente  $\gamma_z$  é utilizado para avaliar a sensibilidade da estrutura de um edifício aos efeitos da NLG e é válido para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares. Esta norma ainda afirma que o coeficiente  $\gamma_z$  pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez dados na seção 2.5.1.

Moncayo (2011) ressalta que, o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  pressupõe estruturas com pavimentos tipos idênticos e regularidades dos elementos estruturais de um piso ao outro, regularidade essa que é menos comum em edifícios com até quatro pavimentos. Portanto, para edificações com menos de quatro pavimentos, sugere-se a utilização do parâmetro  $\alpha$  para verificação da estabilidade do edifício, e o processo P-Delta para a avaliação dos efeitos de segunda ordem.

### 2.6.3. Coeficiente $FAV_t$

O coeficiente  $FAV_t$  (fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento) também pode ser considerado um parâmetro para avaliação da estabilidade global. Esse fator de amplificação de esforços é exclusivo do sistema CAD/TQS e é calculado para cada combinação do estado limite último (ELU) definida no edifício com o mesmo equacionamento do  $\gamma_z$  original, porém os deslocamentos horizontais provocados por cargas verticais são considerados (BUENO, 2009). Uma vez que o  $\gamma_z$  considera apenas os deslocamentos causados por casos simples de vento, o  $FAV_t$  utiliza a combinação de ações utilizando os carregamentos verticais e horizontais. Logo, a única parcela do equacionamento do  $FAV_t$  calculada de maneira diferente em relação ao  $\gamma_z$  é o  $\Delta M_{tot,d}$ , que considera os esforços de segunda ordem.

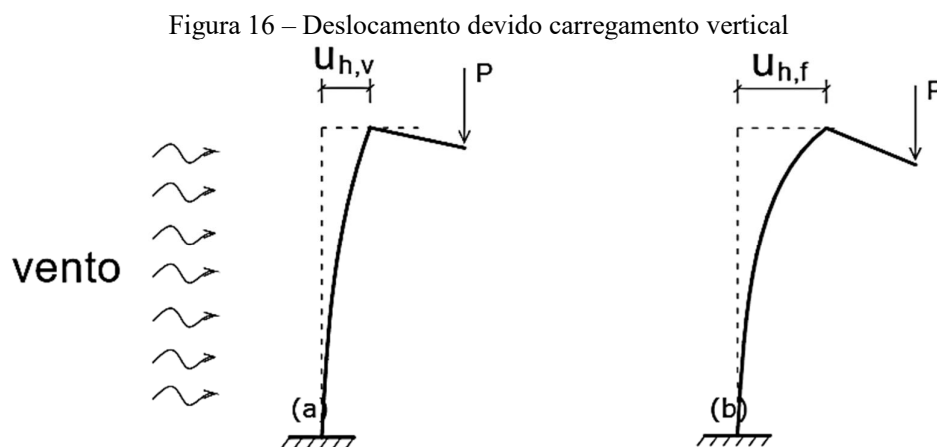
Moncayo (2011) cita que, o cálculo do  $FAV_t$  é feito principalmente para aplicação do método aproximado de avaliação dos efeitos de segunda ordem proposto pela NBR 6118/2014, onde  $0,95\gamma_z$ .

A Equação 9 indica a formulação do  $FAV_t$ .

$$FAV_t = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (9)$$

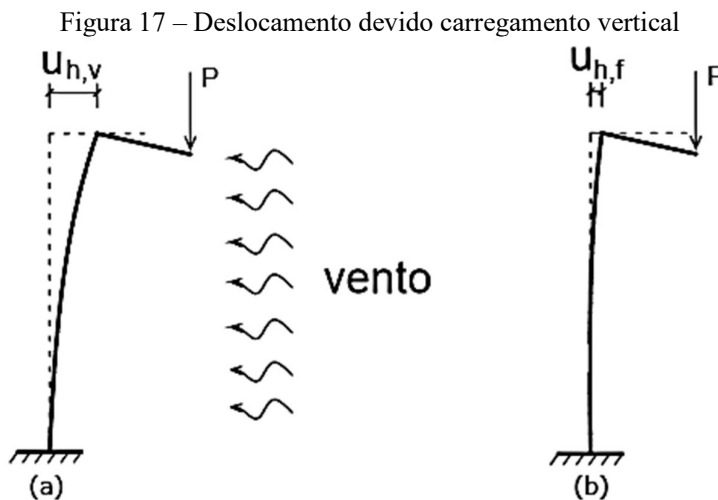
Este mesmo parâmetro foi estudado por Bueno (2009), porém chamado de  $\gamma'_z$ . De acordo com o autor, em casos em que o carregamento vertical ou a estrutura forem assimétricos, haverá deslocamentos horizontais causados pelos mesmos.

Moncayo (2011) representou uma exemplificação do  $FAV_t$ , como pode ser visualizado na Figura 16, onde a excentricidade do carregamento  $P$  gera um deslocamento horizontal ( $U_{h,v}$ ).



Fonte: MONCAYO (2011).

Quando o deslocamento horizontal ( $U_{h,v}$ ) atua no sentido do vento, este deslocamento irá aumentar, resultando um deslocamento horizontal final ( $U_{h,f}$ ) maior que ( $U_{h,v}$ ). Na situação em que o deslocamento horizontal ( $U_{h,v}$ ) é oposto ao vento, este deslocamento será diminuído, resultando um deslocamento final ( $U_{h,f}$ ) menor que ( $U_{h,v}$ ). Isso pode ser verificado na comparação entre as Figuras 16 e 17.



Fonte: MONCAYO (2011).

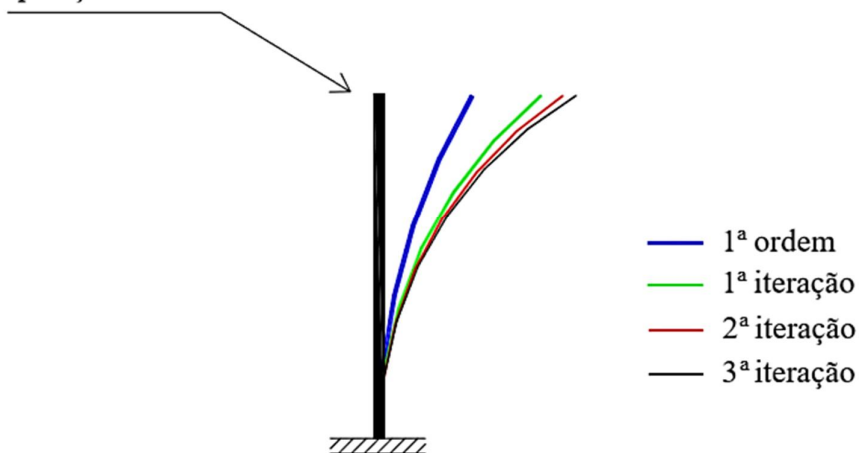
Uma vez que o edifício sob ação do peso próprio é aprumado no processo construtivo, o deslocamento horizontal devido às cargas verticais até então atuantes (peso próprio principalmente) não é o total calculado elasticamente, por isso o sistema CAD/TQS permite que seja considerado um valor para considerar este efeito, ou seja, não é preciso considerar 100% do deslocamento horizontal devido às cargas verticais (MONCAYO, 2011).

#### 2.6.4. Processo P-Delta

Quando se requer um cálculo mais preciso dos efeitos de segunda ordem, um método adequado é o chamado processo P-Delta.

Lima (2001) afirma que com a incidência das ações laterais, os nós da estrutura deslocam-se e estes são denominados de primeira ordem. As forças verticais aplicadas nesses nós, agora deslocados, provocam o aparecimento de novos esforços, que causam novos deslocamentos, e assim sucessivamente. Os esforços adicionais podem ser obtidos pelo processo P-Delta, que realiza uma análise através de sucessivas iterações, nas quais buscam-se novas condições de equilíbrio para a estrutura (Figura 18).

Figura 18 – Posições deslocadas em iterações sucessivas do processo P-Delta  
posição inicial



Fonte: LIMA (2001).

Fusco (1981) descreve as etapas do processo afirmando que este se desenvolve por aproximações sucessivas, onde na primeira etapa é feita uma análise linear de primeira ordem (estrutura indeformada), calculando-se os deslocamentos relativos entre pavimentos resultantes da primeira análise. As forças verticais em cada pavimento geram momentos proporcionais aos deslocamentos relativos. Esses momentos podem ser substituídos por binários equivalentes

constituídos de forças horizontais, cujas resultantes, em cada pavimento, são as chamadas forças horizontais fictícias.

Para Lima (2001), essas forças horizontais fictícias devem ser somadas às forças horizontais iniciais, resultando nas forças horizontais modificadas, com as quais é feita a análise seguinte. Novos deslocamentos são obtidos e novas forças horizontais fictícias e modificadas são calculadas, dando-se continuidade ao processo. Observa-se que as forças horizontais modificadas ao final de cada iteração devem ser determinadas pelo somatório das forças horizontais fictícias com as forças horizontais modificadas da iteração anterior.

Repetem-se sucessivas análises até a convergência dos deslocamentos, ponto correspondente à posição de equilíbrio.

#### 2.6.4.1. Considerações sobre o Processo P-Delta no sistema CAD/TQS

O sistema CAD/TQS utiliza a metodologia do Processo P-Delta para análise de segunda ordem global. Este processo pode ser considerado mais refinado se comparado aos métodos aproximados, com a utilização dos parâmetros  $\gamma_z$  e  $FAV_t$  (CAVALHEIRO, 2016).

O processo não linear determina por meio do processo P-Delta os esforços resultantes considerando a existência de efeitos de segunda ordem. Processando-se uma combinação com cargas verticais e horizontais, o efeito das forças horizontais provocará um deslocamento no edifício. As cargas verticais provocarão esforços adicionais de segunda ordem. Ao processar a estrutura com estes esforços adicionais, tem-se deslocamentos adicionais, que por sua vez causarão novos esforços, e assim sucessivamente, até que se obtenha o equilíbrio. Logo, om o Processo P-Delta, por ser uma análise não-linear, obtêm-se esforços finais que já consideram os efeitos da não linearidade geométrica (segunda ordem), e a avaliação da estabilidade global é realizada pós-análise. Para esta avaliação, existe no sistema CAD/TQS um coeficiente ( $RM2M1$ ) que representa a intensidade dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira, e que é dado pela Equação 10.

$$RM2M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (10)$$

Onde:

$M_1$  = é o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

$M_2 = \epsilon$  é a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-Delta em uma combinação não-linear (TQS INFORMÁTICA, 2017).

Nos critérios do sistema CAD/TQS, estabeleceu-se o número máximo de cinquenta iterações para o processo P-Delta, com a tolerância relativa de 0,001.

O  $RM2MI$  equivale ao  $FAV_t$ , por considerar os deslocamentos horizontais ocasionados pela carga vertical, porém é calculado a partir dos resultados de uma análise não-linear geométrica e não de uma análise linear.

## 2.7. Ações Atuantes

Segundo a NBR 6118/2014, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e de serviço.

De acordo com Diniz (2017), sobre os edifícios usuais de concreto armado atuam cargas verticais e horizontais, sendo estas geralmente as ações do vento e do desaprumo. A NBR 6120/1980, no item 1.2, classifica as ações em permanentes e acidentais. As cargas permanentes são o peso próprio da estrutura e o peso dos elementos construtivos fixos (revestimentos, paredes, etc.) e instalações permanentes. Já as cargas acidentais são aquelas que podem atuar sobre a estrutura em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.).

As ações de maior influência nas edificações são as verticais. Estas ações podem ser determinadas com o auxílio das tabelas 1 e 2 presentes na NBR 6120/1980, onde na primeira são dados os pesos específicos de diversos materiais utilizados na construção civil, e na segunda são estimadas algumas cargas acidentais de utilização para edificações usuais.

A ação do vento é a principal ação horizontal que atua nas edificações usuais de concreto armado. A ação horizontal é responsável pelo deslocamento inicial da estrutura, fazendo surgir o efeito da NLG. O desaprumo global é outra ação horizontal, imposta à estrutura prevendo falhas construtivas, como por exemplo a inclinação do eixo vertical dos pilares (DINIZ, 2017).

De acordo com a NBR 6118/2014, no item 11.3.3.4, na verificação de ELU das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos



elementos estruturais da estrutura descarregada. No entanto, neste mesmo item, a norma determina o seguinte procedimento para consideração da ação do desaprumo e do vento:

- a) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento;
- b) Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de  $\theta_{1,min}$  colocada na seção 2.3 deste trabalho;
- c) Nos demais casos, combinam-se a ação do vento e o desaprumo, sem a necessidade da consideração do. 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.

A comparação deve ser com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com  $\theta_a$ , sem a consideração do  $\theta_{1,min}$ . Ressalta-se que a ação do desaprumo não deve ser considerada para verificações no estado limite de serviço (ELS).

A evolução das edificações, principalmente edifícios altos, está intimamente ligada ao desenvolvimento dos elementos estruturais. Atualmente, há disposição de diversos elementos estruturais como pilares, vigas, lajes e por subsistemas de contraventamento, que devem ser escolhidos de acordo com cada caso individual, levando em conta vários fatores, tais como: custos, diretrizes arquitetônicas, altura do edifício, tipo de esforços existentes, qualidade do solo, prazos de execução, etc. (CASTRO NETO; CARVALHO; MENDES, 2016). A seguir serão tratados sobre alguns dos sistemas estruturais possíveis para edifícios altos de concreto armado.

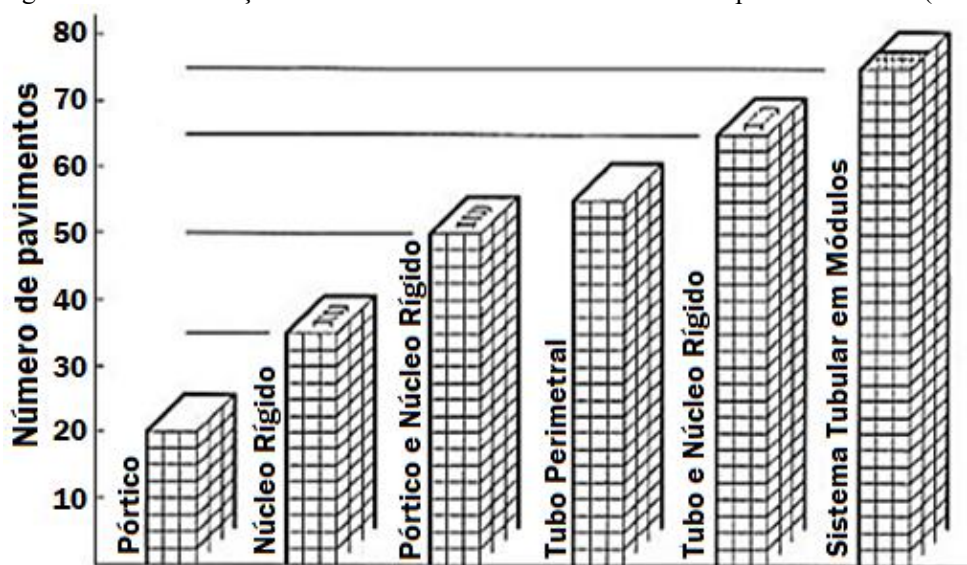
## 2.8. Sistema Estrutural

O sistema é um conjunto de elementos interconectados de modo a formar um todo organizado. Todo sistema possui um objetivo geral a ser atingido. No caso dos sistemas estruturais, o objetivo é suportar os carregamentos que incidem sobre a estrutura e conduzi-los para o solo (SANTOS, 2017).

Em 1969, Fazlur Khan classificou os sistemas estruturais de edifícios altos relativos às suas alturas com considerações de eficiência na forma de diagramas "Alturas para Sistemas Estruturais". Mais tarde, ele atualizou esses diagramas por meio de modificações. Foram

desenvolvidos esquemas tanto para o aço quanto para o concreto, mostraremos na Figura 19 os esquemas para concreto armado. Khan (1969) argumentou que os pórticos rígidos que tinham dominado o projeto e construção de edifícios altos por tanto tempo não eram o único sistema adequado para estes edifícios. Por causa de uma melhor compreensão da mecânica do material e do comportamento dos elementos, ele argumentou que a estrutura poderia ser tratada de forma holística, isto é, a construção poderia ser analisada em três dimensões, suportada por simulações computacionais, e não como uma série de sistemas planares em cada direção principal. Os sistemas estruturais viáveis, segundo Khan, são pórticos rígidos, núcleos rígidos, combinações interativas de pórticos e núcleos e os vários outros sistemas tubulares (ALI; MOON, 2007).

Figura 19 – Classificação de sistemas estruturais de edifícios altos por Fazlur Khan (1969)



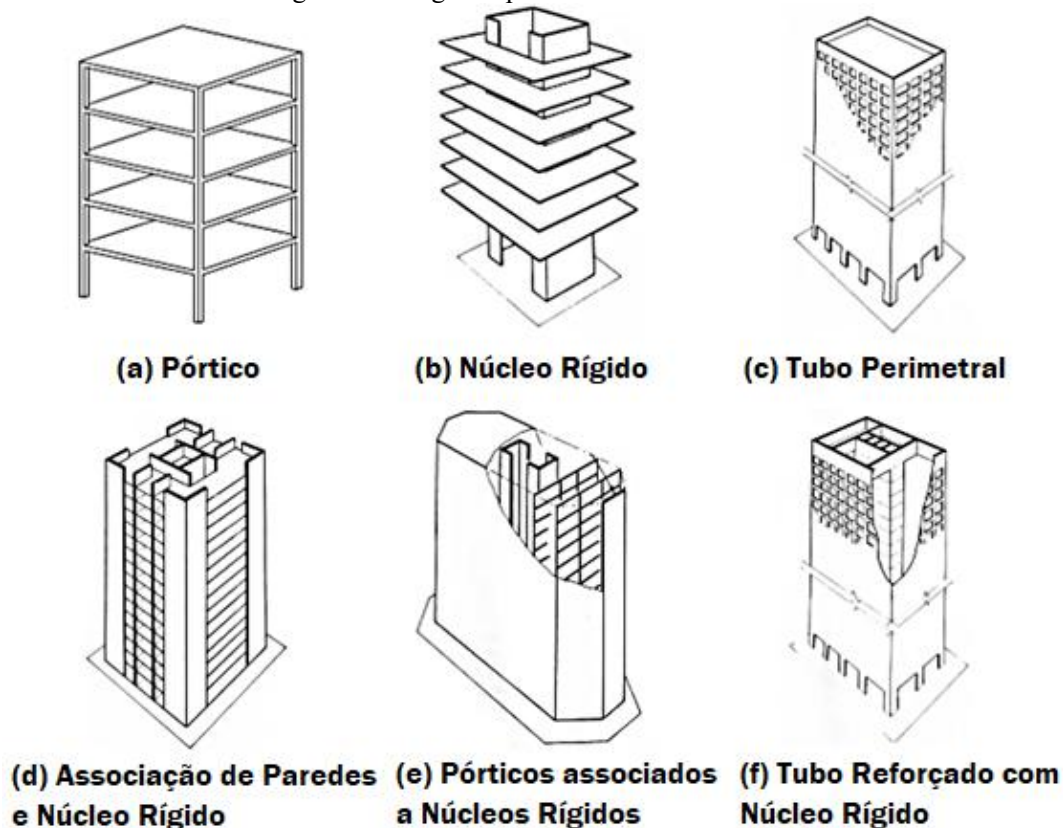
Fonte: adaptado de ALI & MOON (2007).

Smith e Coull (1991) ilustram em perspectiva alguns dos sistemas estruturais citados anteriormente (Figura 20).

Do ponto de vista do engenheiro calculista, a determinação da forma estrutural de um edifício alto envolveria idealmente apenas a seleção e disposição dos principais elementos estruturais para resistir mais eficientemente as várias combinações de gravidade e carga horizontal. No entanto, a escolha da forma estrutural está fortemente influenciada por outras considerações que não estruturais. O conjunto de fatores a ter em conta na decisão da forma estrutural inclui o planeamento interno, o material e o método de construção, o tratamento arquitetônico externo, a localização planejada e o encaminhamento dos sistemas de serviço, a natureza e a magnitude da carga horizontal, a altura e as proporções do edifício. Quanto mais

alto e mais delgado um edifício, mais importantes os fatores estruturais se tornam, e faz-se necessário escolher uma forma estrutural apropriada (SMITH; COULL, 1991).

Figura 20 – Alguns tipos de sistemas estruturais



Fonte: SMITH & COULL (1991).

Além de satisfazer as exigências não estruturais, os principais objetivos na escolha da forma estrutural de um edifício são de sustentar a gravidade, os carregamentos verticais e de resistir em todos os níveis a tensão de carga horizontal externa, momentos e torção, com força e rigidez adequadas. Estes requisitos devem ser obtidos o mais economicamente possível (SMITH; COULL, 1991).

As estruturas de edifícios altos requerem, do projetista e calculista, grandes conhecimentos relacionados à estabilidade estrutural, principalmente no que diz respeito ao controle dos deslocamentos provenientes da ação do vento (PEREIRA, 2000).

Para garantir a segurança dessas estruturas os subsistemas de contraventamento são essenciais, estes são formados pelos elementos que compõem a estrutura ou mesmo por seus arranjos. De acordo com Pereira (2000), esses elementos ganham destaque em edifícios altos, sendo os principais responsáveis pela estabilidade e segurança dessas estruturas. Além de

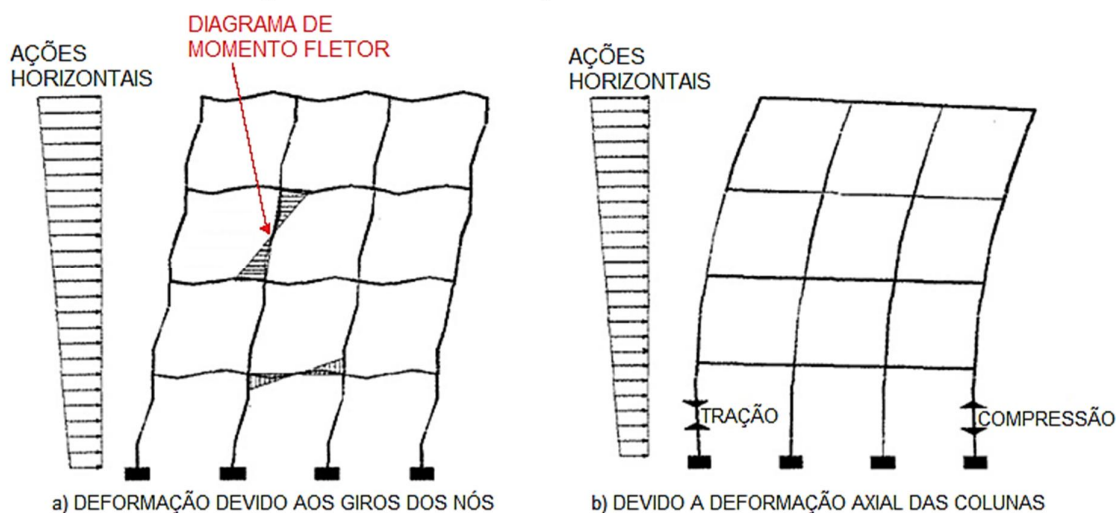
coletarem os carregamentos verticais, levando-se até o solo, conferem rigidez à estrutura perante as ações horizontais, também transmitindo esses esforços para a fundação.

Carneiro e Martins (2008) afirmam que os pórticos não são muito utilizados como elementos de contraventamento devido a sua rigidez relativamente baixa, sendo utilizados somente em pequenas edificações, ou combinados com outros elementos. Bernardi (2010) cita que, os sistemas estruturais simplesmente aporticados deixam de ser práticos em edifícios com mais de 20 andares, quando construídos em concreto armado. Guilardi (1999) cita que esta solução estrutural não é utilizada em edifícios maiores devido a fatores econômicos e problemas de obstruções dos espaços internos e aberturas externas, causadas pelo aumento das seções dos elementos estruturais.

Nas estruturas simplesmente aporticadas, ou estruturas reticuladas, os deslocamentos horizontais advêm principalmente da flexão das barras e giros dos nós, causada pelos esforços cortantes produzidos pelas ações horizontais, a parcela devido ao alongamento e ao encurtamento das colunas, provocada pelo momento global destas ações, é pequena, em torno de 10% destes deslocamentos. Este é o motivo que leva a estrutura a assumir uma configuração deformada típica de uma peça em balanço sujeita somente a esforços cortantes: concavidade na face onde atua as cargas, máxima inclinação perto da base e mínima no topo do prédio. A Figura 21a mostra a configuração deformada devido aos esforços cortantes das ações horizontais; e a Figura 21b mostra a configuração deformada devido ao momento causada por estas ações. A configuração deformada final da estrutura será dada pela soma destes dois casos, e se aproximará na maioria dos casos da Figura 21a (GULARDI, 1999).

Um grande passo em frente na forma estrutural de concreto armado veio com a introdução de paredes estruturais para resistir à carga horizontal. Este foi o primeiro de uma série de desenvolvimentos significativos nas formas estruturais de edifícios de concreto, liberando-os das limitações anteriores de 20 a 25 andares dos sistemas de pórticos rígidos. A inovação e refinamento destas novas formas, juntamente com o desenvolvimento do concreto de maior resistência, permitiu que a altura dos edifícios alcançasse uma distância de 100 andares (SMITH; COULL, 1991).

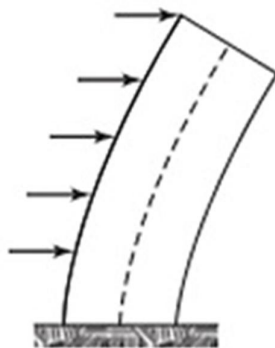
Figura 21 – Deformações típicas de estruturas reticuladas



Fonte: Adaptado de GUILARDI (1999).

As paredes estruturais contínuas de concreto podem servir arquitetonicamente como divisórias e estruturalmente para suportar as cargas verticais e laterais. Sua rigidez e resistência muito altas no plano as torna ideais para sustentar edifícios altos. Num arranjo formado por paredes estruturais, estas são inteiramente responsáveis pela resistência à carga lateral do edifício. As paredes atuam como vigas verticais na forma de paredes planas separadas, e como associação de paredes conectadas em torno de elevador, escada e poços de serviço (SMITH; COULL, 1991). A Figura 22, mostra um exemplo de parede estrutural, ou de cisalhamento, sob ação de cargas horizontais.

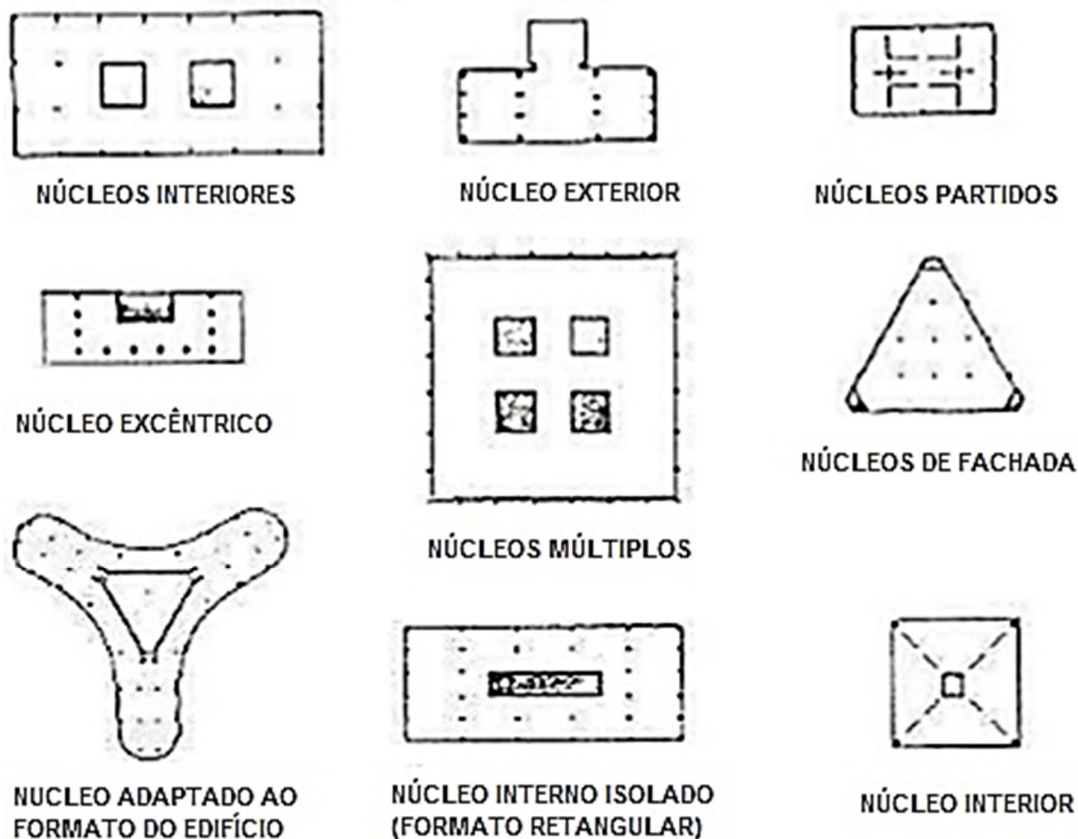
Figura 22 – Parede estrutural sob ação de cargas horizontais



Fonte: WIGHT & MACGREGOR (2012).

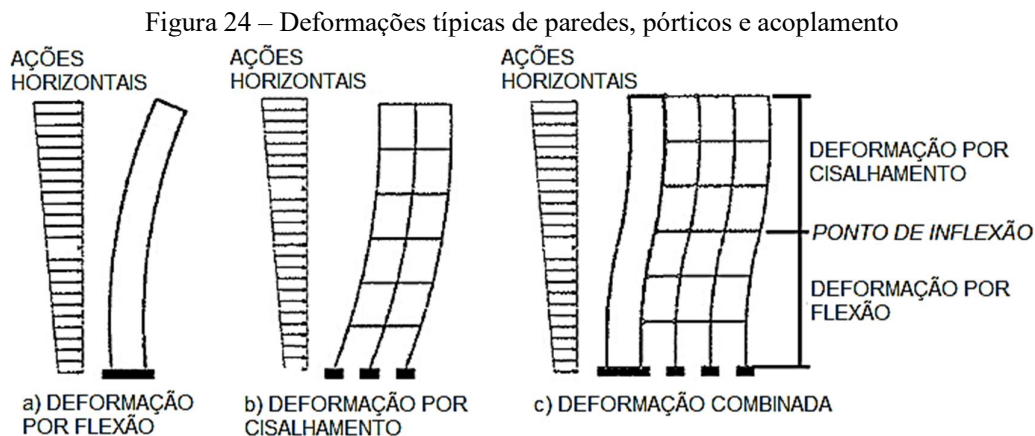
Um dos sistemas estruturais mais eficazes para resistir as cargas horizontais é o formado através da associação de pórticos e paredes, ou associações de paredes. A Figura 23 mostra alguns exemplos de sistemas formados pela associação de pórticos e núcleos rígidos.

Figura 23 – Exemplos formados por pórticos e núcleos rígidos



Fonte: BERNARDI (2010).

Quando as paredes estruturais são combinadas com pórticos rígidos, as paredes que tendem a defletir numa configuração de flexão e os pórticos que tendem a defletir num modo de cisalhamento, são obrigados a adaptar uma forma defletida comum pela rigidez horizontal das vigas e lajes. Como consequência, as paredes e os pórticos interagem horizontalmente, especialmente na parte superior, para produzir uma estrutura mais rígida e mais estável. A combinação de parede e pórticos é apropriada para edifícios na faixa de 40 a 60 pavimentos, muito além do que se forem consideradas separadas (SMITH; COULL, 1991). Esta interação entre os dois sistemas pode ser vista na Figura 24, que ilustra as configurações deformadas da parede e do pórtico trabalhando sozinhos e em conjunto.

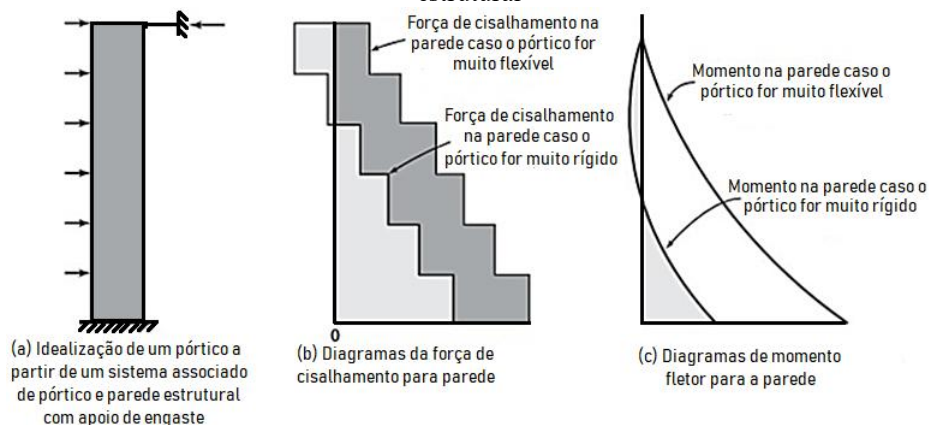


Fonte: Adaptado de GUILARDI (1999).

Como pode ser verificado através da Figura 24, uma parte da carga horizontal é resistida pelo pórtico e outra pela parede estrutural.

A análise da força lateral em edifícios com associação de pórtico e parede estrutural faz com que seja possível explicar as diferentes formas de suas deformações. Devido à incompatibilidade das deformações da parede e do pórtico, as frações da carga horizontal total resistida pela parede e pelo pórtico diferem de pavimento para pavimento. Próximo ao topo do edifício, a deformação lateral da parede em um determinado pavimento tende a ser maior que a do pórtico no mesmo pavimento, o pórtico empurra para trás o diagrama da parede. Isso faz com que as forças que atuam no pórtico neste pavimento sejam alteradas. Em alguns pavimentos, as forças mudam de direção, como mostrado esquematicamente na Figura 25, através dos diagramas de momentos possíveis na parede. Com resultado, o pórtico resiste a uma fração maior das cargas laterais nos pavimentos superiores que nos pavimentos mais próximos a fundação (WIGHT; MACGREGOR, 2012).

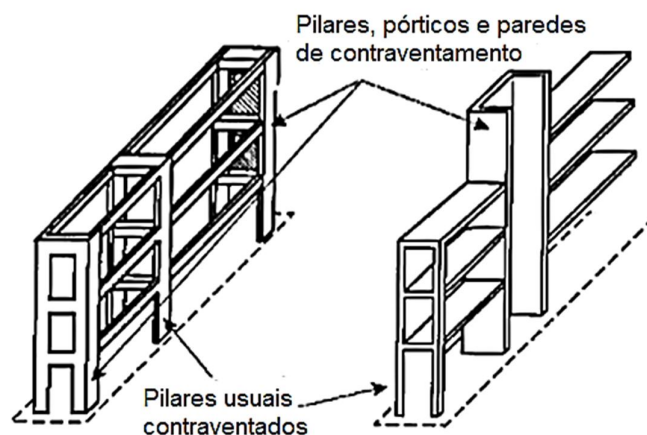
Figura 25 – Efeito da rigidez do pórtico nos diagramas de cisalhamento e momento de parede estrutural



Fonte: Adaptado de WIGHT & MACGREGOR (2012).

Fusco (1995, apud Ribeiro, 2010) afirma que na organização do arranjo geral das estruturas dos edifícios altos, é imprescindível então que os pilares usuais sejam contraventados por elementos estruturais, suficientemente rígidos para garantir a estabilidade global da construção, ou seja, é fundamental que dê especial atenção para que os pilares estejam devidamente contraventados, pois estes são peças-chave à estabilidade do conjunto. Na Figura 26 pode-se visualizar o que seriam estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas.

Figura 26 – Estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas



Fonte: FUSCO (1995, apud RIBEIRO, 2010).

Dentre os diversos subsistemas de contraventamento existentes, os núcleos rígidos são os únicos elementos capazes de resistir, isoladamente, a todos os tipos de ações atuantes no edifício. Tais elementos são compostos pela associação tridimensional de paredes, formando assim uma seção transversal aberta, cuja função arquitetônica é, comumente, a de abrigar as caixas de elevadores e escadas. Ao serem acoplados aos outros sistemas estruturais, os núcleos conferem à estrutura global um razoável acréscimo de rigidez (PEREIRA, 2000).

PEREIRA (1997), através de análises de resultados obtidos em seu trabalho, conclui que a atuação do núcleo rígido é bastante benéfica para a estrutura de contraventamento, auxiliando na redução das translações dos pavimentos e contribuindo na redução dos esforços internos nos demais componentes da estrutura.

Independentemente de toda complexidade que a análise considerando o núcleo rígido possa gerar, sua participação no controle dos deslocamentos provocados pela ação do vento é de grande interesse estrutural. Com este mesmo raciocínio, PEREIRA (1997) comenta que, sendo os esforços internos desenvolvidos em cada elemento diretamente proporcional à sua rigidez, a consideração da influência do núcleo na rigidez global da estrutura, leva à obtenção de projetos mais econômicos. Isto ocorre pois com essa consideração é gerado um modelo mais



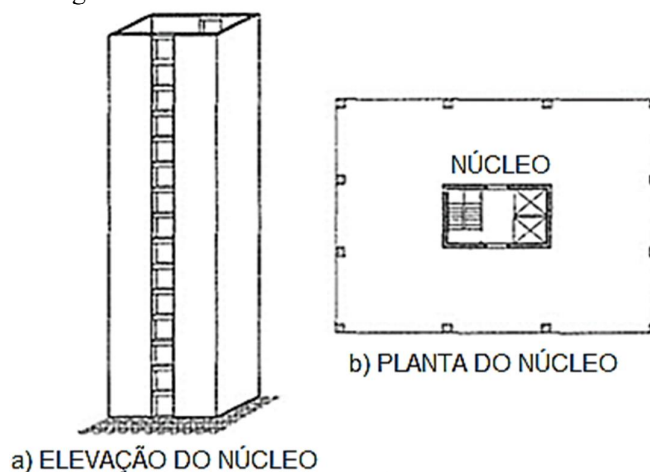
representativo da estrutura, onde as ações externas estarão sendo distribuídas de uma forma mais coerente entre os elementos que a compõem.

### 2.8.1. Sistema Estrutural com Núcleos Rígidos

Existem várias opções para os sistemas de contraventamento, grande parte descrita na seção anterior, sendo os núcleos resistentes uma das opções mais usuais e eficientes e cuja análise é objeto deste trabalho.

Autores como Mori (1992) e Matias Jr. (1997) denominam os núcleos rígidos como elementos de elevada rigidez, constituídos pela associação tridimensional de paredes delgadas retas ou curvas, formando seções transversais abertas ou parcialmente fechadas por vigas denominadas lintéis. A Figura 27 mostra uma configuração típica de um núcleo estrutural de edifício elevado.

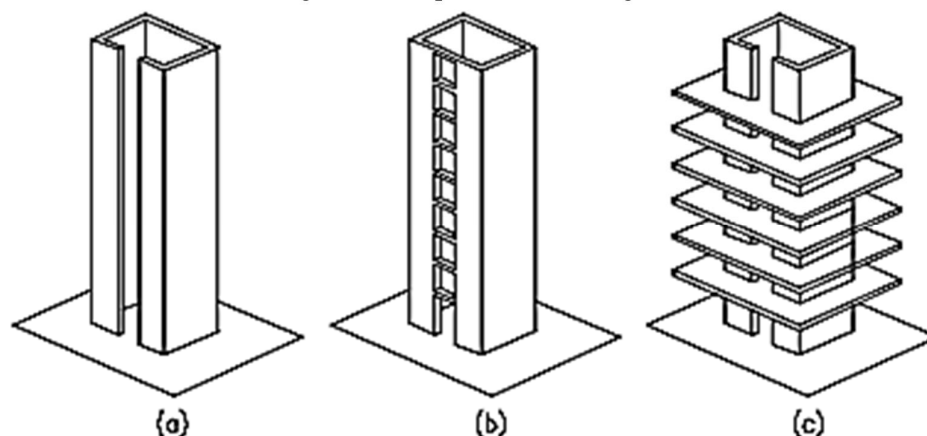
Figura 27 – Núcleo estrutural de um edifício elevado



Fonte: Adaptado de GUILARDI (1999).

Martins (2001) afirma que os núcleos rígidos podem ser parcialmente fechados pelas vigas, lintéis ou lajes, onde estes elementos contribuem com sua resistência à flexão para diminuir o empenamento. Em alguns edifícios, a posição do núcleo rígido causa assimetria à estrutura e com isso, ao receber o carregamento horizontal, surgem efeitos de flexão e torção que devem ser considerados no cálculo dos núcleos. A Figura 28 apresenta tipos de núcleos rígidos, como por exemplo, os de seções abertas formadas por paredes delgadas (a), os que possuem seções parcialmente fechadas por lintéis ao nível das lajes (b) e os de seções parcialmente fechadas pelas lajes (c).

Figura 28 – Tipos de núcleos rígidos



Fonte: SMITH & COULL (1991).

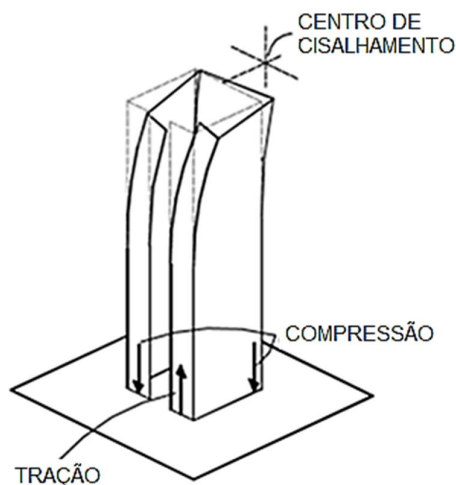
Silva (2014) afirma que os pórticos associados aos núcleos rígidos são um dos sistemas estruturais mais eficazes para edifícios, pois estes últimos atribuem elevada rigidez às ações horizontais devido a sua forma geométrica. Outros benefícios podem ser alcançados na combinação do núcleo com outro sistema estrutural, como na associação destes com pilares perimetrais formando uma estrutura tubular rígida que permite grandes espaços internos nos pavimentos sem a necessidade de pilares intermediários. Estas vantagens fazem com que os núcleos sejam bastante utilizados para sistemas estruturais de edifícios em praticamente todo o mundo.

As dimensões típicas dos núcleos em edifícios usuais permitem classificar estes elementos como barras de seção aberta com paredes finas. Peças desta classe ao serem submetidas à torção empenam, ou seja, as seções transversais sofrem deslocamentos longitudinais de tal modo que não é possível considerar a hipótese de manutenção da seção plana (SILVA, 2014).

Smith e Coull (1991) afirmam que, quando a construção está sujeita a torção, como a maioria está, a rigidez à torção do núcleo pode ser uma parte significativa da resistência à torção total do edifício. As proporções de altura, comprimento e espessura das paredes de um núcleo rígido classificam-no, em termos de seu comportamento à torção, como uma viga de paredes delgadas. Conseqüentemente, quando o núcleo torce, as seções transversais, originalmente planas, empenam, provocando tensões normais de tração e compressão (Figura 29). A seção da base é impedida de empenar devido a fundação, a torção induz a deformação vertical e gera tensões ao longo da altura das paredes do núcleo rígido. Em estruturas que são fortemente dependentes da resistência a torção deste elemento, as tensões de deformações verticais na base

podem ser da mesma ordem de grandeza que as tensões de flexão. Em tais casos, o empenamento não deve ser desprezado. Por estes motivos a análise estrutural dos núcleos se torna complexa, sendo necessário o conhecimento de teorias específicas como a teoria da flexo-torção (VLASOV, 1961).

Figura 29 – Empenamento da seção transversal do núcleo



Fonte: Adaptado de SMITH & COULL (1991).

Outra complexidade é o comportamento não linear geométrico, ou efeitos de grandes deslocamentos, que podem ter forte influência no dimensionamento, a depender da esbeltez da estrutura. Os códigos normativos apresentam metodologias para a consideração (ou dispensa) desse tipo de análise e para a estimativa de seus efeitos. É preciso ter cautela na aplicação de metodologias simplificadas para análise de edifícios altos, principalmente em casos de esbeltez elevada e em algumas situações articulares, como quando o edifício é submetido à torção. Os efeitos não lineares podem atingir intensidades relevantes que interferem no comportamento mecânico da estrutura e algumas metodologias podem não aferir estes efeitos com precisão adequada (SILVA, 2014).

Na concepção de edifícios estruturalmente dependentes de núcleos rígidos, o projetista deve estar apto a verificar se o núcleo é suscetível a torcer e deformar para que isso possa ser levado em consideração na sua análise e projeto. Por este motivo, a seguir serão expostos os conceitos de torção e como é feita sua análise em edifícios altos.

### 2.8.2. Torção em Edifícios com Núcleos Rígidos

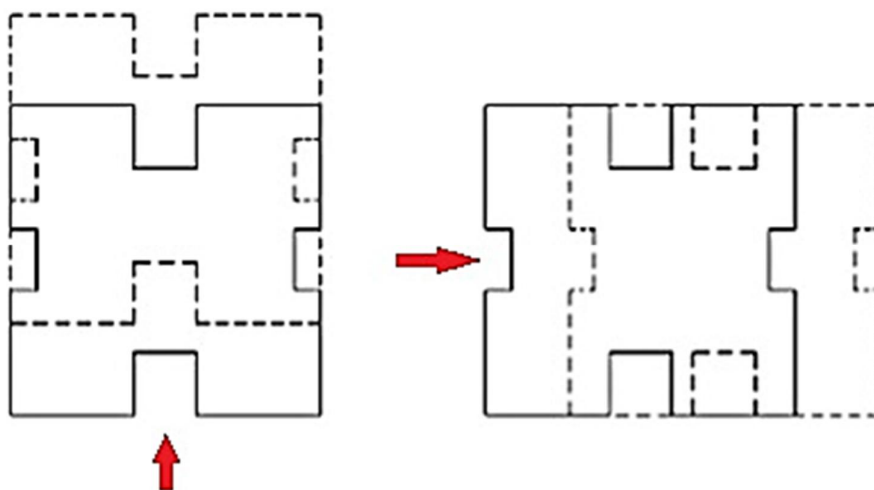
A torção se refere ao giro de uma barra retilínea quando carregadas por momentos que tendem a produzir rotação no eixo longitudinal da barra (KÜSTER, 2014).

De acordo com Küster (2014), a posição do núcleo em planta e a esbeltez influenciam diretamente na ocorrência ou não de torção no edifício como um todo. Ainda que o vento incida no centro de cisalhamento (CC) do núcleo, estando assimétrica a rigidez do edifício em planta, ocorrerá torção.

O comportamento do edifício sob ação de carga horizontal é determinado através das translações e rotações. Quando a carga externa passa pelo CC, o edifício apenas desenvolve translações (na direção da carga externa). Este é o caso ideal, tanto estaticamente como economicamente, quando o sistema estrutural tem um arranjo duplamente simétrico. O edifício desenvolve as menores translações e a carga externa é distribuída entre os elementos de contraentamento de acordo com sua rigidez (ZALKA, 2000).

Os edifícios com planta duplamente simétrica, ou próximo disso, e com as ações horizontais aplicadas em seus eixos de simetria, o centro de massa (CM) da estrutura é coincidente, ou praticamente coincidente, com seu CC. A Figura 30 exemplifica esta situação.

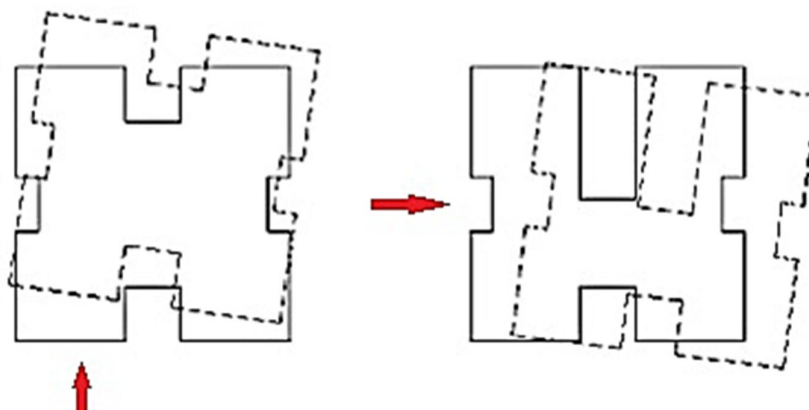
Figura 30 – Simetria em planta e ações horizontais não excêntricas: apenas translações horizontais



Fonte: BRAGUIM (2013)

A Figura 31 exemplifica duas situações em que o efeito de torção ocorre. Primeiramente quando as ações horizontais são aplicadas de forma excêntrica, e em seguida quando a estrutura apresenta assimetria numa de suas direções principais.

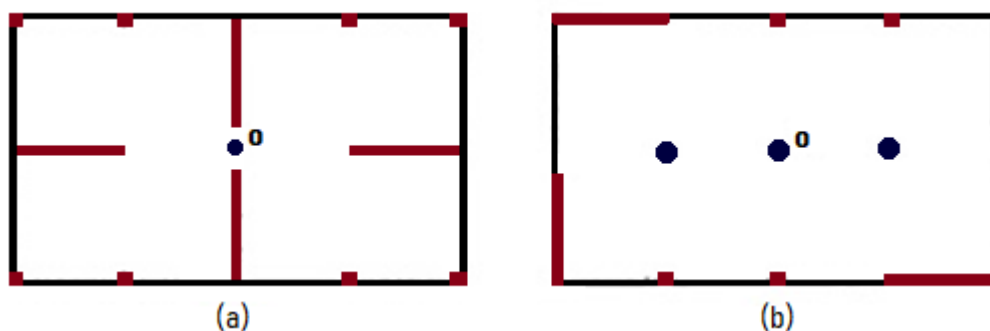
Figura 31 – Assimetria em planta ou ações horizontais excêntricas: translações horizontais e rotação em torno da altura do edifício.



Fonte: BRAGUIM (2013)

Devido às restrições funcionais, por exemplo, o arranjo ótimo (duplamente simétrico) não pode ser alcançado em muitos casos práticos. O CM através do qual a carga externa passa e o CC do subsistema de contraventamento, normalmente não coincidem e, conseqüentemente, o edifício também desenvolve rotação. Esta rotação resulta em translações e em forças adicionais nos elementos de contraventamento. Como estas translações e cargas adicionais são devidas à rotação do edifício, reduzir a distância perpendicular entre a linha de ação da carga horizontal e o CC pode fazer com que o momento de torção externo seja diminuído. O caso ideal surge quando esta distância é totalmente eliminada, isto é, quando o sistema é duplamente simétrico. A forma eficaz é criando um arranjo em que os elementos de contraventamento e o CC estejam mais distanciados, tornando o “braço de torção” maior (ZALKA, 2000).

Figura 32 – Resistência à torção, a) pequena, b) ótima

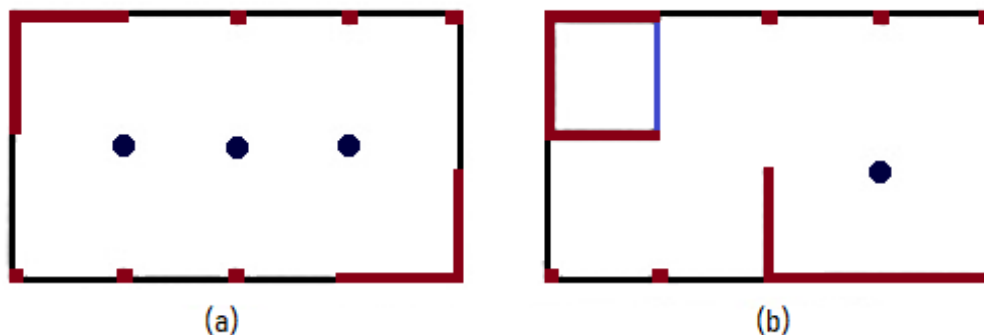


Fonte: Adaptado de ZALKA (2000).

Ao observar a Figura 32 é possível visualizar que a resistência à torção do sistema de contraventamento mostrado em (a) é muito pequena. Já a resistência à torção do sistema (b) é consideravelmente maior, embora o sistema consista nas mesmas quatro paredes. A mudança favorável deve-se ao fato de que as distâncias perpendiculares entre as paredes e o CC são

aumentadas. A rigidez espacial do sistema de paredes perpendiculares pode ser aumentada construindo algumas paredes associadas ao longo de suas bordas verticais (Figura 33a). Outra forma de aumentar a rigidez é através da construção de associações de paredes formando um núcleo rígido, como pode ser visualizado na Figura 33b (ZALKA, 2000).

Figura 33 – Aumento da rigidez tridimensional, a) paredes construídas, b) núcleos rígidos



Fonte: Adaptado de ZALKA (2000).

A resistência a torção de um núcleo é proporcionada através do cisalhamento horizontal nas paredes. O CC de um núcleo rígido é um ponto de sua seção através do qual uma carga transversal ao núcleo deve passar para evitar a torção. É também o ponto em que as propriedades de deformação de uma seção estão relacionadas, da maneira que as propriedades de flexão de uma seção estão relacionadas ao eixo neutro (SMITH; COULL, 1991).

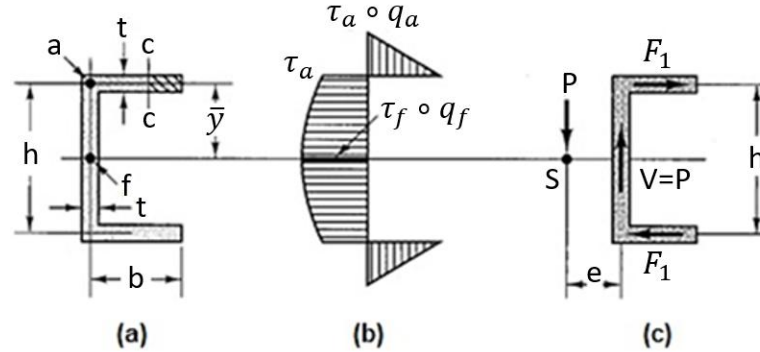
Considerando um núcleo fechado, do tipo retangular, onde o CC coincide com o centro de massa (CM) do núcleo, o efeito de torção uniforme é preponderante e ocorre apenas quando a resultante da ação em cada piso tem uma excentricidade em relação ao CC. Já em núcleos abertos, tipicamente em “C”, o CC não coincide com o CM do núcleo, e registram-se efeitos igualmente importantes da torção uniforme e do empenamento do núcleo (CAIANO, 2015).

Segundo Langendonck (1971, apud Küster, 2014) quando a torção numa barra é provocada por cargas atuantes num plano normal ao eixo da barra, e a seção não é simétrica, o cálculo do momento de torção não deve ser feito em relação ao centro de gravidade, mas sim em relação ao centro de torção ou centro de cisalhamento (CC) da seção da barra.

Considere um perfil com seção “C” (Figura 34a). Supõe-se que as paredes deste perfil são suficientemente delgadas de maneira que os cálculos podem basear-se nas dimensões em relação à linha de centro das paredes. A flexão deste perfil ocorre no eixo horizontal, e mesmo que esta seção não tenha um eixo vertical de simetria, supõe-se que as tensões de flexão sejam

dadas pela fórmula usual da flexão. Supondo também que este perfil “C” resiste a um cisalhamento vertical, o momento fletor variará de uma seção a outra ao longo do perfil.

Figura 34 – Obtenção da posição do centro de cisalhamento para um perfil C



Fonte: Adaptado de POPOV (2000).

Nas abas do perfil, a tensão de cisalhamento e o fluxo de cisalhamento variam linearmente a partir da aresta livre, e na alma assumem variação parabólica (Figura 34b).

A força cortante  $V$  (Equação 11) é a soma das tensões de cisalhamento vertical ao longo da área da alma, e a força  $F_1$  (Equação 12) é a tensão de cisalhamento média multiplicada pela área da flange.

$$V = \int_{-h/2}^{+h/2} \tau \cdot t \cdot dy \quad (11)$$

$$F_1 = (\tau_a/2) \cdot b \cdot t \quad (12)$$

A Figura 34c mostra as forças cortantes na seção transversal do perfil, que são: a força  $V$  e o conjunto  $F_1 \cdot h$ , que fisicamente tende a torcer o perfil em torno de um eixo longitudinal. Para que não haja torção, e que continue sendo aplicável a distribuição de tensão de flexão admitida inicialmente, as forças externas devem ser aplicadas de forma a compensar o conjugado interno  $F_1 \cdot h$ . Supondo que uma carga aplicada  $P$  a uma distância  $e$  da linha de centro da alma, para que exista equilíbrio se desenvolverá uma força igual e contrária a  $V$  na alma. Da mesma forma, para que não haja torção da seção, o conjugado  $P \cdot e$  deve ser igual a  $F_1 \cdot h$ . Sabendo-se que  $F_1 \cdot h = P \cdot e$  e  $P = V$  é possível deduzir uma expressão para a distância  $e$ , localizando o plano em que a carga  $P$  deve ser aplicada para que não ocorra torção no perfil, como é mostrado a seguir (POPOV, 2000).

$$e = \frac{F_1 \cdot h}{P} = \frac{(\frac{1}{2}) \cdot \tau_a \cdot b \cdot t \cdot h}{P} = \frac{b \cdot t \cdot h}{2 \cdot P} \cdot \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} = \frac{b \cdot t \cdot h}{2 \cdot P} \cdot \frac{V \cdot b \cdot t \cdot (\frac{h}{2})}{I \cdot t} = \frac{b^2 \cdot h^2 \cdot t}{4 \cdot I} \quad (13)$$

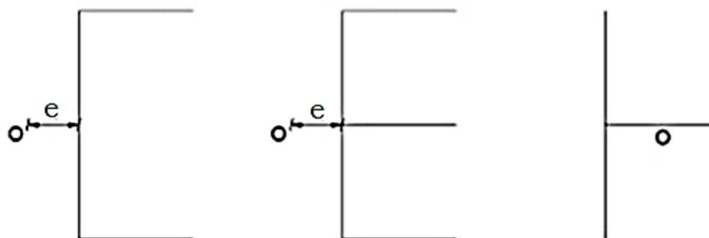
Nota-se que a distância  $e$  não depende da magnitude da carga aplicada, dependendo apenas da geometria da seção, logo  $e$  é uma propriedade da seção (POPOV, 2000).

Ao aplicar uma carga vertical à distância  $e$  do centro da alma, não ocorrerá torção no perfil. Quanto às forças horizontais, o plano onde estas forças devem ser aplicadas para que não ocorra torção no perfil é o plano de simetria do perfil. O ponto de intersecção dos planos onde a torção é nula é chamado de centro de cisalhamento e é designado pela letra O (KÜSTER, 2014).

Tratando-se de uma seção com dois eixos de simetria, o centro de cisalhamento coincide com o centroide da área da seção.

A partir da análise do centro de cisalhamento de uma seção tipo “C”, é possível concluir a localização do CC para seções similares como “H” e “E”, que são exemplificadas na Figura 35.

Figura 35 – Localização do centro de cisalhamento em seções C, E e H



Fonte: KÜSTER (2014).

A consideração da torção em edifícios é importante, pois ensaios de túnel de vento com modelos reduzidos comprovaram que as distribuições de pressões ao longo das fachadas dos prédios, seja por efeitos de vizinhança ou pela incidência oblíqua do vento, originam efeitos de torção, sendo esses mais significativos para edificações com seção transversal não regular (CARPEGGIANI, 2004).

### 2.8.3. Ligações

Os cruzamentos entre os elementos de um edifício de concreto são regiões onde ocorrem a transferência de esforços de uma peça para outra. São trechos importantes da estrutura e que necessitam de um tratamento particular durante a modelagem estrutural (SANTOS, 2016).

No caso específico de edifícios de concreto simulados por pórtico espacial, é fundamental que as ligações entre as vigas e os pilares presentes na estrutura sejam adequadamente calibradas com recursos especiais. Caso contrário, os deslocamentos e os esforços solicitantes obtidos durante a análise estrutural poderão ser incompatíveis com a

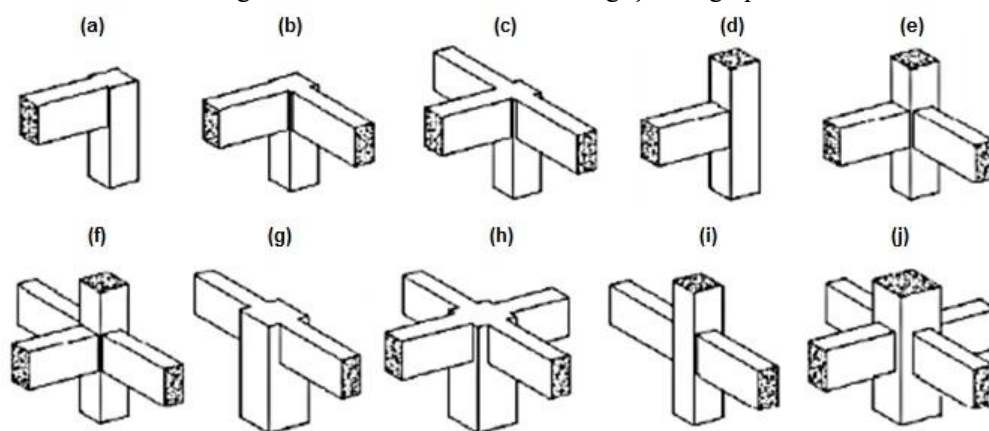


realidade. E conseqüentemente, a avaliação da estrutura poderá ser realizada de forma imprecisa (SANTOS, 2016).

A NBR 9062/2006 define ligação como um dispositivo utilizado para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes. O grau de entendimento do comportamento das ligações é, portanto, fator determinante na análise estrutural de uma edificação. As ligações realizam a redistribuição de esforços solicitantes em estruturas hiperestáticas, além de influenciar nos deslocamentos de forma geral, como flechas e deslocamentos laterais. Além disso, falhas em ligações podem vir a ser fator causador de colapso da estrutura (ARAÚJO, 2013).

De acordo com Paulay e Priestley (1992), as ligações viga-pilar podem ser classificadas de acordo com sua geometria, bem como de seu comportamento estrutural. Devido as diferenças fundamentais nos mecanismos de ancoragem da armadura da viga, é normal diferenciar as ligações em interiores e exteriores. Na Figura 36 são mostrados vários tipos de ligações viga-pilar, onde de (a) a (f) tem-se ligações externas e de (g) a (j), as ligações internas.

Figura 36 – Geometrias usuais de ligações viga-pilar



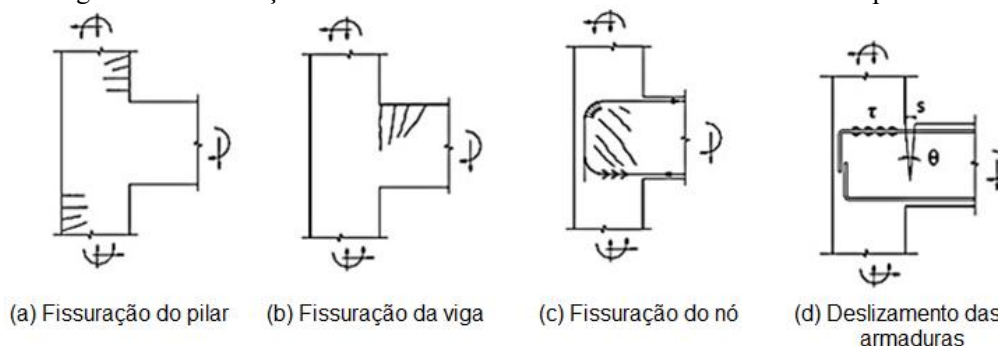
Fonte: PAULAY & PRIESTLEY (1992).

Para Santos (2016), o conhecimento do comportamento estrutural das ligações viga-pilar é fundamental para o seu dimensionamento adequado frente aos esforços solicitantes. Conceitualmente, a classificação das ligações quanto à rigidez à flexão é dada por:

- Articuladas: são as ligações que não transmitem momentos fletores;
- Rígidas: são as ligações que transmitem momentos fletores;
- Semirrígidas: são as ligações que transmitem parcialmente momentos fletores.

Por meio de resultados experimentais, como os trabalhos de Ferreira (1999) e Alva (2004), é possível observar a existência de rotações relativas nas ligações viga-pilar monolíticas em concreto armado. Estas rotações são causadas pelo deslizamento das armaduras longitudinais das vigas no interior dos nós de pórtico e pela fissuração do concreto, como ilustrado na Figura 37 (SANTOS, 2016).

Figura 37 – Fissuração e deslizamento das armaduras existente em nós de pórticos



Fonte: ALVA (2004, apud SANTOS, 2016).

Usualmente, no projeto de edifícios de concreto armado, admite-se que os nós do pórtico são rígidos. No funcionamento real das estruturas, estas ligações podem não apresentar um comportamento de engastamento total, pois, pelas razões já apresentadas, existem rotações relativas entre vigas e pilares. Desta forma, a consideração de ligações rígidas acaba por superestimar a rigidez das ligações e, como consequência, subestimar os deslocamentos horizontais da estrutura (SANTOS, 2016).

A partir dos resultados experimentais e analíticos de algumas pesquisas, destacando-se os trabalhos de Alva, Ferreira e El Debs (2009), Ferreira (1999), Ferreira, El Debs e Elliot (2003), pode-se concluir que o comportamento real de ligações viga-pilar monolíticas em concreto armado não é perfeitamente rígido, e sim de transmissão parcial de momentos fletores (SANTOS, 2016).

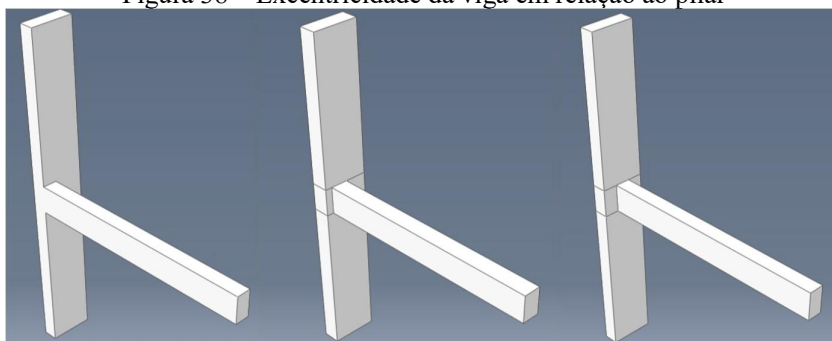
A ocorrência das rotações adicionais nas ligações entre vigas e pilares nas estruturas monolíticas de concreto armado provocam uma influência imediata no momento fletor atuante nos pilares, nos efeitos de segunda ordem, e na deslocabilidade horizontal da estrutura. Portanto, é um fator de importância a ser considerado em projetos de cálculo estrutural (SANTOS, 2016).

Araújo (2013) cita o caso de uma estrutura monolítica de concreto como exemplo e conclui que, considerar a ligação como articulada faz com que o momento negativo dessa

ligação seja desprezado, de forma que a falta de armadura para absorção desses esforços (que de fato existem) acarrete em fissuração excessiva na região, com possível infiltração de agentes que danificarão a armadura. Por outro lado, ao se considerar uma ligação como sendo rígida, o excesso de armadura faz com que o projeto perca a condição satisfatória do ponto de vista econômico, já que essas ligações são caras e mais difíceis de executar. A aplicação de semirrígidez, nesse caso, faz com que haja uma redução de armadura negativa, causando menor congestionamento nos pilares. Portanto, a utilização de ligações semirrígidas na análise e dimensionamento de estruturas é a alternativa mais viável tanto do ponto de vista econômico quanto de execução.

O pilar parede, quando constitui um pórtico, pode-se ligar a viga em diversas posições ao longo da face do pilar e esta condição de ligação implica em rigidezes diferentes para cada posição da viga. A rigidez da ligação é afetada pela posição da viga no pilar ou pilar parede e, conseqüentemente, o pórtico terá sua rigidez alterada em função desta posição. Araújo (2013) avaliou os efeitos que ligação viga-pilar em diferentes pontos da seção transversal do pilar trás para a rigidez. A variação da posição da viga na ligação com o pilar é ilustrada na Figura 38 (DINIZ, 2017).

Figura 38 – Excentricidade da viga em relação ao pilar



Fonte: ARAÚJO (2013).

Com base nos resultados obtidos na dissertação de Araújo (2013), conclui-se que a excentricidade da viga em relação ao eixo do pilar tem influência significativa na rigidez da ligação e ela se dá de forma não linear, tendendo a diminuir à medida que a viga se aproxima do centro da ligação.

## 2.9. Modelagem Estrutural de Núcleos Rígidos

Como já explicado anteriormente, os núcleos possuem uma particularidade que não é comum à generalidade dos elementos que constituem as estruturas dos edifícios, isto é, paredes, pilares e vigas. De fato, a posição do seu centro de cisalhamento (CC) não é, em geral,

coincidente com seu centro de massa (CM), o que os insere num caso muito particular da modelagem estrutural (RAMILO, 2009).

De maneira geral, o núcleo rígido pode ser tratado como lâminas de seções transversais delgadas, sujeitas a esforços normais e a flexo-torção, e ser modelado por meio de uma malha de barras ou de cascas. Ao modelar o núcleo por uma única barra por lance, deve-se considerar uma rigidez equivalente à torção aproximada, as ligações das barras das vigas à esta única barra que representa o núcleo rígido devem estar equacionadas por meio da técnica de nós semirrígidos e o dimensionamento do pilar composto por lâminas deve considerar o efeito localizado nas lâminas. Com isso, discretizar o núcleo rígido por uma única barra, torna-se um método capaz de simular vários aspectos do comportamento dos núcleos (como a rigidez axial, de flexão e cisalhamento). No entanto, ao reduzir este elemento a uma peça linear, assume-se que a posição do seu CC coincide com o CM. Ao realizar esta aproximação faz com que a aplicação das tensões tangenciais de esforço cortante seja feita no ponto errado.

Há, atualmente, várias técnicas para modelagem estrutural. A mais poderosa e versátil ferramenta para isto é o método dos elementos finitos (MEF). Inicialmente, este método permite representar a verdadeira seção transversal, simulando, de forma muito aproximada, as propriedades reais do núcleo, conseqüentemente a posição real do seu centro de cisalhamento (RAMILO, 2009).

O processo de discretização de uma estrutura pelo MEF consiste em subdividir a estrutura em elementos com propriedades geométricas e estruturais previamente conhecidas. Pode-se classificar estes elementos como sendo unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Como exemplo de um elemento unidimensional tem-se o elemento de barra, um elemento no qual apenas uma das dimensões prevalece sobre as outras. Os elementos bidimensionais são usados pra discretizar chapas, placas e cascas. Normalmente estes elementos possuem formato triangular ou quadrilateral. Os elementos tridimensionais são usados para discretizar regiões sólidas e normalmente estes elementos são sólidos cúbicos ou piramidais (SOUZA JÚNIOR, 2001).

Os programas que utilizam o MEF permitem melhor visualização e entendimento do comportamento estrutural, pois podem gerar desenhos gráficos, grandes arquivos de saída de esforços seccionais e deslocamentos de componentes estruturais tais como: lajes, vigas, pilares, etc. Na modelagem de um sistema estrutural, os pilares parede podem ser simulados como elementos finitos de barra originando uma estrutura espacial reticulada e/ou como elemento

finito de casca, obtendo-se uma estrutura composta por pórticos planos acoplados com paredes estruturais nas duas direções (FREITAS FILHO, 2002).

Com vista a modelar os núcleos de edifícios de forma sistemática, rigorosa e eficaz, a metodologia com recurso a elementos finitos de casca pode ser uma boa opção. Através desta modelação, é possível simular, de forma muito real, a verdadeira seção transversal e restantes propriedades, como a posição real do CC, dos núcleos de um edifício. É, portanto, um tipo de modelação geometricamente rigorosa e permite ter em conta todos os efeitos associados ao comportamento das paredes que compõem o núcleo. Tem além disso a vantagem de simplificar a forma de ligação às lajes de piso, mesmo que a ligação às vigas crie por vezes zonas de concentração de esforços nas paredes que devem ser corretamente analisadas (CAIANO, 2015).

Os elementos finitos de casca podem ser utilizados para a modelagem das lajes na estrutura do pavimento. A casca permite considerar tanto a rigidez transversal quanto a rigidez axial da laje no contraventamento do edifício. Os elementos de casca podem também ser utilizados na modelagem das paredes do núcleo e paredes estruturais, no entanto, no caso dos núcleos, isso pode ser desvantajoso uma vez que um número maior de variáveis estaria sendo considerado (SILVA, 2014).

O núcleo resistente discretizado com elementos de casca, com seis graus de liberdades por ponto nodal, aumentaria muito a matriz de rigidez global da estrutura, pois exigiria que as lajes também fossem discretizadas com elementos de casca para possibilitar a compatibilização dos deslocamentos, e não como elementos de placa, que possuem apenas três graus de liberdade por ponto nodal. Dessa forma, o número de parâmetros de entrada de dados pode inviabilizar o cálculo (PEREIRA, 2000).

Apesar do rigor dos resultados obtidos, este tipo de modelação implica em uma complexidade superior, tanto na construção do modelo como no processamento dos resultados que dele se obtêm, uma vez que, em geral, a saída é obtida na forma de tensões em diversos pontos, e não em termos de esforços nas seções, como é preferível para o dimensionamento. Como tal, é usual optar-se por formas mais simples de modelação (RAMILO, 2009).

Tendo em vista esta dificuldade na utilização de modelos de núcleos discretizados por meio de elementos de casca, o Engenheiro Sérgio R. Pinheiro Medeiros, divulgou no jornal TQS-NEWS 39, um estudo sobre a viabilidade do emprego de malhas de elementos de barra na discretização de núcleos estruturais de concreto armado de edifícios nos sistemas CAD/TQS. Através dos exemplos realizados, constatou-se que modelos estruturais de núcleos de edifícios

com discretização através de elementos de barra podem apresentar comportamento próximo aos de modelos de elementos finitos de casca, quando as malhas nodais desses dois tipos de modelos são similares e têm um alto grau de refinamento. Mostrou-se também que o modelo com uma malha de barras pouco refinada na discretização do núcleo é capaz de produzir resultados aceitáveis, do ponto de vista prático, na análise da resposta estrutural do edifício ao qual está acoplado.

Tendo em vista as possibilidades de modelagem estrutural para núcleos rígidos, são utilizadas neste trabalho a modelação por barra única e a modelação por malha de elementos de barra, com o intuito de observar qual o grau de influência da discretização do núcleo rígido quando inserido na estrutura de um edifício usual de concreto armado.

### **3. DESENVOLVIMENTO NUMÉRICO**

#### **3.1. Considerações sobre o CAD/TQS**

##### **3.1.1. Considerações Gerais**

Os modelos estudados neste trabalho foram analisados pelo sistema CAD/TQS, em sua versão de número 20. Este sistema engloba todas as etapas de um projeto, isto é, desde a concepção estrutural, passando pela análise de esforços e flechas, dimensionamento e detalhamento de armaduras, até a emissão de plantas finais.

Em resumo, o funcionamento do programa consiste na entrada de dados da estrutura, como parâmetros de dimensionamento, dimensões verticais, dados de materiais e carregamentos permanentes e acidentais. Pode se realizar o processamento com a escolha de diversos modelos estruturais para o cálculo do pavimento. Desta forma é também nesta etapa que se define qual o modelo global para a análise da estrutura (AVILLA, 2016).

Definem-se então a geometria das diversas plantas do edifício, a partir do projeto arquitetônico, por meio do modelador estrutural. Com base nesse lançamento de dados, o sistema gera e calcula automaticamente modelos matemáticos, compostos por grelhas e pórticos espaciais, que simulam o comportamento de toda a estrutura. A partir deste processamento global, o sistema gera diagramas de esforços e deslocamentos, bem como relatórios detalhados, para facilitar a interpretação dos resultados. Por meio dos esforços obtidos, o sistema dimensiona e detalha as armaduras necessárias em cada um dos elementos estruturais, podendo o engenheiro alterar esses detalhamentos posteriormente, por meio de editores gráficos (AVILLA, 2016).

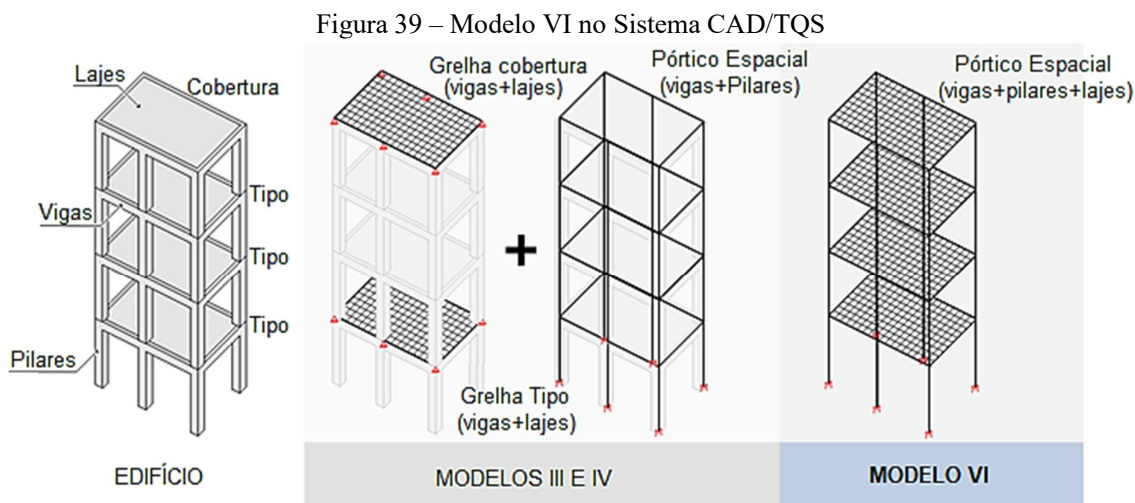
Vale ressaltar que a elaboração de um projeto estrutural se trata de um trabalho preponderantemente intelectual, que exige conhecimento teórico e prático, envolvendo grande responsabilidade do engenheiro, pois por mais sofisticado que o sistema computacional seja, este é apenas uma ferramenta auxiliar.

A seguir são descritas as principais considerações adotadas nas análises efetuadas do sistema CAD/TQS.

##### **3.1.2. Modelo de Cálculo Utilizado**

O modelo de cálculo utilizado nas análises com o sistema CAD/TQS foi o modelo VI, pois somente neste é possível realizar a discretização de pilares parede por malhas de elementos de barra.

Ao contrário dos modelos anteriores III e IV, em que o edifício era modelado por um conjunto de pórticos espaciais e grelhas, no modelo VI toda a estrutura é analisada por um único pórtico espacial (TQS INFORMÁTICA, 2018), como pode ser visualizado na Figura 39.



Fonte: TQS INFORMÁTICA (2018).

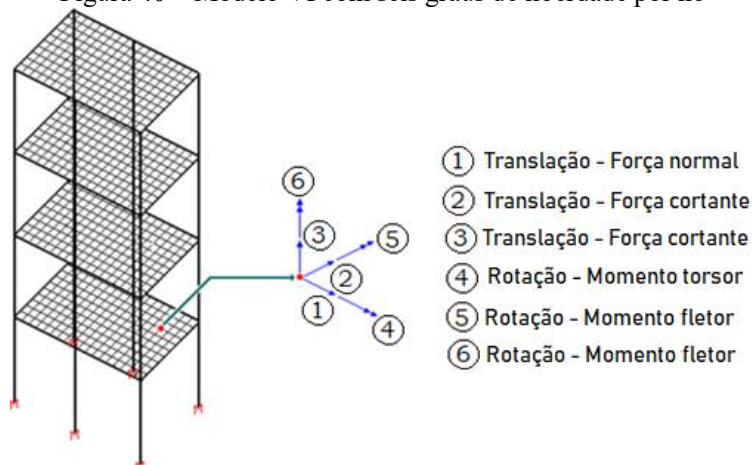
No modelo VI, as malhas de barras das lajes são inseridas no próprio modelo espacial. Dessa forma, uma vez aplicadas as ações no pórtico, todo o conjunto formado pelas vigas, pilares e lajes se deforma de uma maneira totalmente compatível, distribuindo as solicitações entre os elementos de acordo com o equilíbrio espacial de toda a estrutura (TQS INFORMÁTICA, 2018).

As principais características e vantagens do modelo VI são listadas a seguir de forma resumida:

- O modelo é mais consistente devido à compatibilidade de deformações e equilíbrio de esforços entre todos os elementos que compõem a estrutura;
- A análise estrutural fica restrita a um único modelo, tornando a verificação dos resultados mais simples;
- Todo o modelo possui seis graus de liberdade por nó, de tal forma que são obtidas as translações ( $D_x$ ,  $D_y$ ,  $D_z$ ), as rotações ( $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_z$ ), e os respectivos esforços solicitantes, força normal ( $F_x$ ), as forças cortantes ( $F_y$ ,  $F_z$ ), momento torsor ( $M_x$ ) e momentos fletores ( $M_y$ ,  $M_z$ ), nas vigas, pilares e lajes (Figura 40);



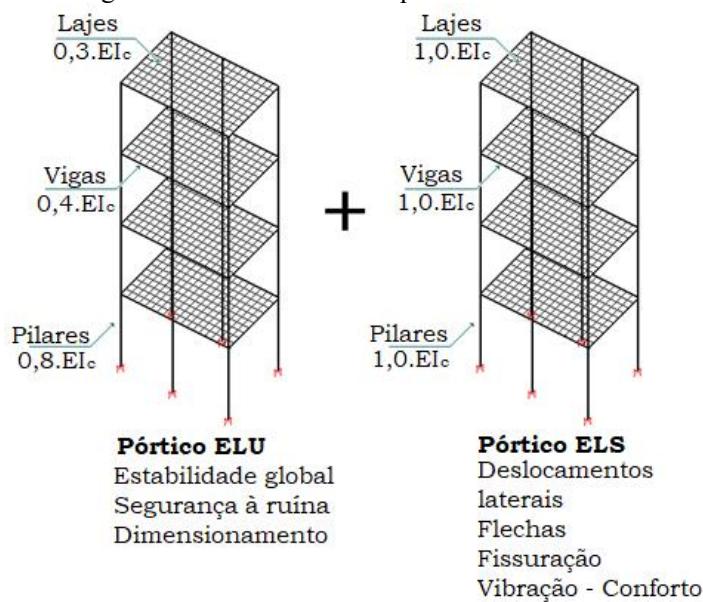
Figura 40 – Modelo VI com seis graus de liberdade por nó



Fonte: Adaptado de TQS INFORMÁTICA (2018).

- d) Devido à implantação das técnicas de subestruturação (permite que a estrutura do edifício possa ser analisada por meio de um único modelo, englobando lajes, vigas e pilares), o tempo de processamento de edifícios calculados com este modelo fica dentro de patamares plenamente justificáveis e confortáveis;
- e) As condições de ELU e ELS são melhores representadas por dois modelos, Pórtico ELU e Pórtico ELS, ambos contemplando adequadas condições de rigidezes de todos os elementos (vigas, pilares e lajes), como pode ser visualizado na Figura 41;

Figura 41 – Rigidezes dos elementos adequadas ao estado limite verificado



Fonte: TQS INFORMÁTICA (2018).

- f) O efeito de diafragma rígido passou a ser melhor simulado, uma vez que as malhas das lajes estão presentes no modelo espacial (TQS INFORMÁTICA, 2018).

### 3.1.3. Considerações sobre a Ligação Viga-Pilar

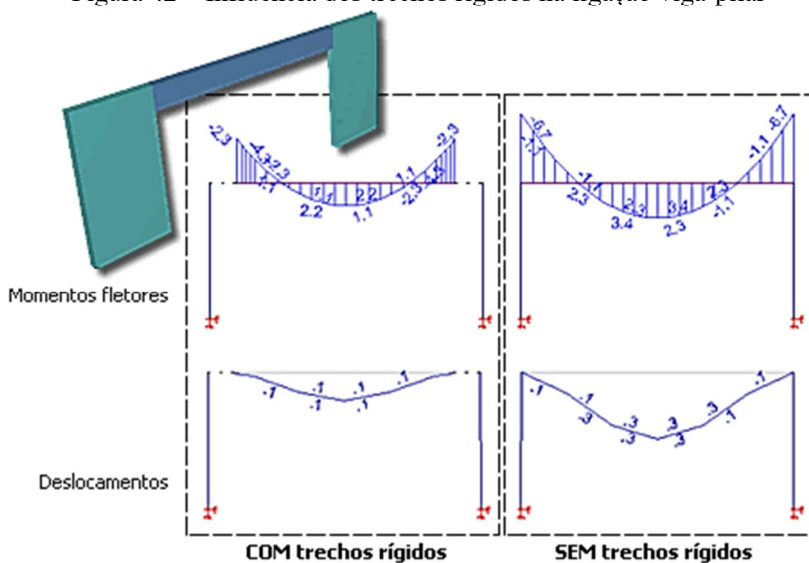
Os cruzamentos entre pilares e as vigas de um edifício de concreto armado são regiões importantes da estrutura onde ocorre a transferência de esforços de uma peça para outra. São trechos que necessitam de um tratamento particular durante a modelagem estrutural (TQS INFORMÁTICA, 2016).

No Pórtico-TQS, existem duas considerações importantes referentes às ligações viga-pilar:

- a) Trechos rígidos;
- b) Flexibilização da ligação viga-pilar.

Os trechos rígidos são regiões que apresentam elevada rigidez e estão nas intersecções de vigas e pilares de uma viga de concreto armado. Considerar estes trechos no modelo de pórtico espacial, principalmente em vigas, tem grande importância para obtenção de respostas mais precisas, pois estes trechos rígidos definem o vão teórico das vigas (TQS INFORMÁTICA, 2016). A Figura 42 ilustra a influência que os trechos rígidos causam aos resultados de deslocamentos e esforços em vigas.

Figura 42 – Influência dos trechos rígidos na ligação viga-pilar

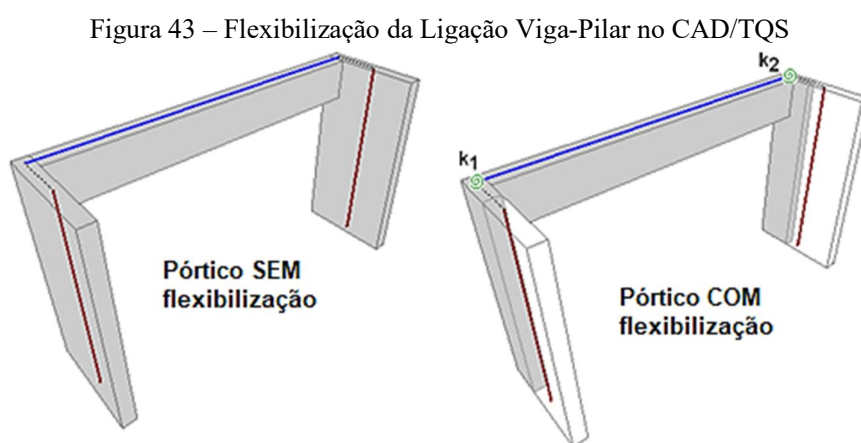


Fonte: TQS INFORMÁTICA (2016).

No sistema CAD/TQS, os trechos rígidos são automaticamente incorporados ao modelo em cada intersecção de viga e pilar da estrutura, onde é possível simular estes trechos por meio da criação de uma barra com rigidez elevada (barra rígida) ou por uma adaptação no cálculo das rigidezes dos elementos que possuem trecho rígido (offset rígido). Ambas técnicas

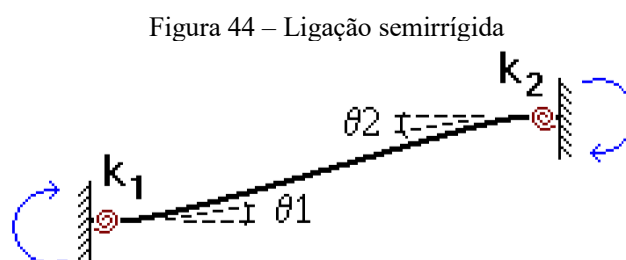
são eficazes e equivalentes, porém a segunda não exige a criação de nós adicionais, otimizando sensivelmente o tempo de processamento (TQS INFORMÁTICA, 2016).

Além dos trechos rígidos, é fundamental que a rigidez efetiva da ligação entre os elementos, principalmente em casos de vigas se apoiando em pilares alongados, seja considerada de forma adequada no modelo estrutural. Por este motivo, no sistema CAD/TQS, a rigidez efetiva na ligação viga-pilar é automaticamente incorporada ao modelo por meio de “molas” posicionadas nos extremos das barras, ou seja, as ligações são flexibilizadas (Figura 43).



Fonte: TQS INFORMÁTICA (2016).

A técnica utilizada para simular esse comportamento é baseada na manipulação das matrizes de rigidez das barras (ligação semirrígida), assim como mostra a Figura 44.

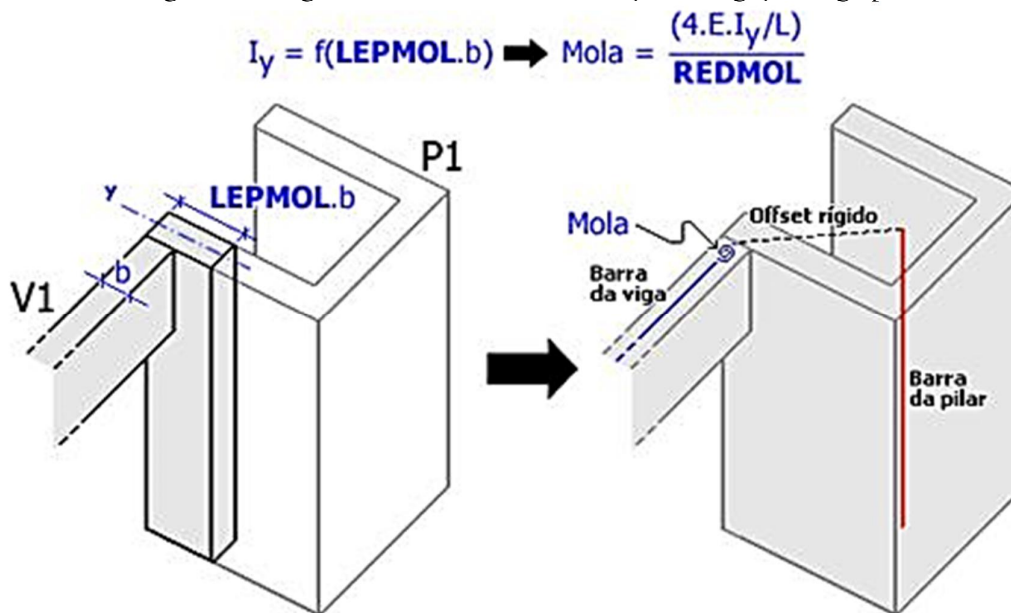


Fonte: TQS INFORMÁTICA (2016).

A rigidez das molas de flexibilização é atribuída, de forma aproximada, como sendo o termo  $4 \cdot EI/L$  definido pelo pilar junto às barras das vigas, onde:  $E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do pilar,  $L$  é o pé-direito do pilar e  $I$  é o momento de inércia calculado a partir de uma seção equivalente do pilar que efetivamente será considerada na rigidez da ligação. Dois parâmetros definidos no Pórtico-TQS, chamados de LEPMOL e REDMOL (Figura 45),

permitem que o engenheiro faça ponderações no cálculo de rigidez dessas molas (TQS INFORMÁTICA, 2016).

Figura 45 – Rigidez das molas na flexibilização das ligações viga-pilar



Fonte: TQS INFORMÁTICA (2018).

A flexibilização das ligações viga-pilar no pórtico espacial tem influência direta nos esforços finais nas vigas e pilares, bem como na estabilidade global e na avaliação dos deslocamentos horizontais do edifício.

Neste trabalho, as ligações viga-pilar são consideradas ligações flexibilizadas e os valores dos coeficientes REDMOL e LEPMOL, de 1 e 1,5, respectivamente, são os já definidos como padrão no sistema CAD/TQS.

### 3.2. Características dos Materiais

Para o estudo dos modelos de edifícios genéricos foram utilizados os valores referentes às características mecânicas do concreto e do aço indicadas nas Tabela 3 e Tabela 4 respectivamente.

Tabela 3 – Características do concreto

Resistência Característica à Compressão ( $f_{ck}$ )	Módulo de Elasticidade Longitudinal	Peso Específico ( $\gamma$ )
35 MPa	33130,00 MPa	25 kN/m <sup>3</sup>

Fonte: Autor (2018).

Tabela 4 – Características do aço

<b>Tipos de Barra</b>	$E_{cs}$ (GPa)	$f_{yk}$ (MPa)	<b>Massa Específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>
CA-50	210	500	7,85
CA-60	210	600	7,85

Fonte: Autor (2018).

### 3.3. Carregamentos Adotados

A determinação dos carregamentos que incidem sobre a estrutura é uma das fases mais importantes do desenvolvimento do projeto estrutural naquilo que diz respeito à segurança. É preciso que se estimem estas cargas com certa precisão para que o dimensionamento dos elementos possa ser feito de modo a evitar desperdício ou, o que é pior, a perda da estabilidade que poderia resultar num inteiro colapso (SANTOS, 2017).

Quanto à ocorrência dessas cargas, as normas brasileiras as classificam de permanentes, variáveis (ou acidentais) e excepcionais. Entendem-se como cargas permanentes aquelas que atuam com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da estrutura. Como exemplo tem-se o peso próprio, os pisos, revestimentos, paredes e protensão. As cargas acidentais, por outro lado, são aquelas cuja atuação varia com o tempo. A grande maioria são cargas de utilização, como peso de pessoas e objetos (SANTOS, 2017).

A NBR 6120/1980 prescreve os valores das cargas acidentais que devem ser usados para cada tipo de utilização. Os valores mais utilizados em projetos podem ser visualizados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores de carga acidental mais utilizados

<b>Utilização</b>	<b>Carga acidental</b>	
	<b>(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>kgf/m<sup>2</sup></b>
Forro sem acesso a pessoas	0,50	50
Residência	1,50	150
Escritório	2,00	200
Sala de aula	3,00	300
Estacionamento	3,00	300
Loja	4,00	400
Sala de ginástica	5,00	500

Fonte: NBR 6120/1980.

Já as cargas excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos

projetos de determinadas estruturas. De acordo com a NBR 8681/2003 consideram-se como excepcionais as cargas decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais (SANTOS, 2017).

O sistema CAD/TQS considera o peso próprio dos elementos estruturais automaticamente. Foram separadas as cargas permanentes e sobrecargas, pois esta separação é necessária para os fatores de redução de combinações da norma, assim como para a redução de sobrecarga.

### 3.3.1. Carregamentos Verticais

Os carregamentos verticais utilizados para os pavimentos tipo do edifício genérico (Tabela 6) correspondem aos valores usuais para edifícios residenciais. Neste edifício, não foram consideradas as cargas de alvenaria.

Tabela 6 – Características de carregamento vertical

<b>Carregamentos Verticais do Pavimento Tipo</b>		
	Peso Próprio	Calculado pelo Programa
Permanente	Enchimento, revestimento e piso	1,0 kN/m <sup>2</sup>
	Acidental	1,5 kN/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor (2018).

Para os edifícios usuais, as cargas nos pavimentos tipo, foram as utilizadas no escritório de cálculo estrutural onde estes edifícios foram concebidos.

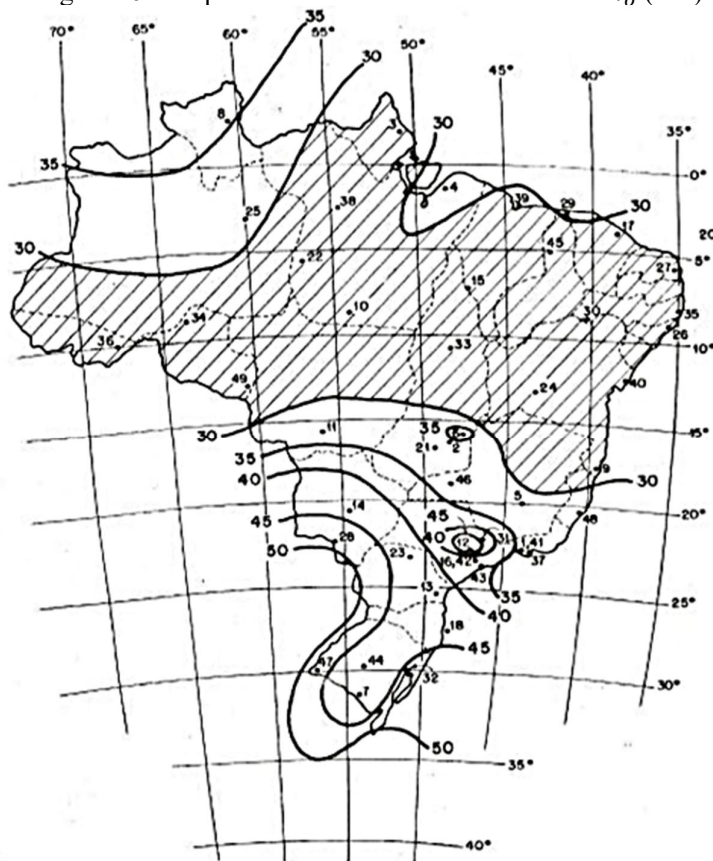
### 3.3.2. Consideração da Carga do Vento

Outra carga acidental de grande importância é a carga do vento. Especialmente em galpões e edifícios altos, sua influência sobre a estrutura é bastante significativa. Numa dada localidade, a força do vento numa edificação é fortemente influenciada pela topografia do terreno, pelas características das construções vizinhas e por sua aerodinâmica (SANTOS, 2017).

No Brasil, a NBR 6123/1988, fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. Uma ressalva é que essa norma não se aplica a edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum, casos em que estudos especiais devem ser feitos para determinar as forças atuantes do vento e seus efeitos (SANTOS, 2017).

A quantificação dessa ação depende da velocidade do vento ( $V_0$ ) no local de implantação da edificação (Figura 46), do fator topográfico ( $S_1$ ), da rugosidade do terreno ( $S_2$ ), do fator estatístico ( $S_3$ ), da pressão dinâmica do vento ( $q$ ) e dos coeficientes de arrasto ( $C_a$ ) obtidos de acordo com a geometria da edificação.

Figura 46 – Isopletas da velocidade básica do vento  $V_0$  (m/s)



Fonte: NBR 6123/1988.

Percebe-se que a NBR 6123 é antiga, mas uma equipe da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) está realizando um estudo que visa sua atualização. Este estudo não está finalizado, entretanto esta equipe publicou um artigo na “The 13th Americas Conference on Wind Engineering (13ACWE)”, em 2017, intitulado de “A review of Brazilian wind data”. Neste artigo foram mapeadas as mudanças características de dados do vento e as localizações geográficas das regiões com rajadas de vento mais frequentes no Brasil. Observou-se, neste estudo, que o sul do Brasil é a região do país que tem maior frequência de eventos de vento extremos com origens em trovoadas ou sem trovoadas. Porém, ressalta-se que estão sendo realizadas mais investigações para assim realizar a revisão desta Norma.

Outra maneira de determinar a força devido à ação vento incidente nas edificações é através de ensaios em túnel de vento, com modelos reduzidos dos edifícios a serem estudados. Neste caso, a NBR 6123/1988 cita que os resultados obtidos em ensaios em túnel de vento podem ser utilizados em substituição do recurso aos coeficientes constantes presentes nesta Norma.

Em cada edifício analisado, serão expostos os valores dos coeficientes da determinação do coeficiente de arrasto e da pressão dinâmica do vento.

### 3.4. Combinações das Ações

#### 3.4.1. Critérios Gerais

De acordo com a NBR 8681/2003, para a verificação da segurança em relação aos possíveis estados limites, para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura.

Ainda segundo a NBR 8681/2003, as ações permanentes são consideradas em sua totalidade e das ações variáveis, são consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança.

#### 3.4.2. Combinações Últimas Normais

De acordo com a NBR 6118/2014, as combinações últimas podem ser classificadas em normal, especial ou de construção, e excepcional. Neste trabalho foram consideradas as combinações últimas normais.

Segundo a NBR 8681/2003, devem ser considerados os seguintes critérios para estas combinações:

- a) Ações permanentes devem figurar em todas as combinações de ações;
- b) Ações variáveis nas combinações últimas normais: em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como 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  $\psi_0 F_k$ .

As combinações últimas normais são dadas pela Equação 14:



$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_g \left[ F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (14)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para combinação;

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$  é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Neste trabalho, considerou-se a ação permanente como o peso próprio da estrutura e o peso dos elementos fixos – construtivos ou equipamentos – (PP+PERM), a ação variável principal como as que atuam na estrutura em função do seu uso (ACID) e como ação variável secundária, a ação do vento, admitindo-se que sobre a estrutura atuam apenas as parcelas desta ação (VENT1, VENT2, VENT3 ou VENT4).

Todas estas ações são majoradas pelo coeficiente de ponderação  $\gamma_g = 1,4$  e somente a ação variável secundária é reduzida pelo fator  $\psi_0 = 0,6$ , o que pode ser visualizado na Tabela 7. Estes valores estão dispostos em tabelas inseridas na NBR 8681/2003.

Tabela 7 – Combinações últimas de carregamento utilizadas

<b>COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE CARREGAMENTO</b>	
C1	$PP + PERM + ACID + 0,6 \cdot VENT1$
C2	$PP + PERM + ACID + 0,6 \cdot VENT2$
C3	$PP + PERM + ACID + 0,6 \cdot VENT3$
C4	$PP + PERM + ACID + 0,6 \cdot VENT4$

Fonte: Autor (2018).

Onde:

$PP$  = Peso próprio;

$PERM$  = Carga permanente;

$ACID$  = Carga acidental;

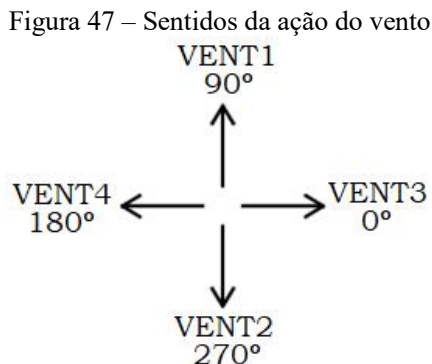
$VENT1$  = Vento a 90°;

$VENT2$  = Vento a 270°;

$VENT3$  = Vento a 0°;

$VENT4$  = Vento a 180°.

Para melhor compreensão dos resultados obtidos, nas combinações o sentido do vento variou de acordo com o círculo trigonométrico, ou seja, no sentido anti-horário, e para melhor exemplificar segue a legenda na Figura 47.



Fonte: Autor (2018).

### 3.4.3. Combinações de Utilização das ações

As combinações de utilização são classificadas de acordo com a sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;
- frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou de temperatura que podem comprometer as vedações;
- raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal ( $F_{Q1}$ ) é tomada com seu valor frequente  $\psi_1 F_{Q1,k}$  e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes  $\psi_2 F_{Qk}$ , por meio da Equação 15:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (15)$$

Neste trabalho, para os casos das combinações de serviço, as ações permanentes foram consideradas com seus valores integrais, ao passo que para as ações variáveis são considerados seus valores minorados (Tabela 8). Os coeficientes de redução foram obtidos nas tabelas presentes na NBR 8681/2003.

Tabela 8 – Combinações de serviço utilizadas

<b>COMBINAÇÕES DE SERVIÇO</b>	
C5	$PP + PERM + 0,3 \cdot ACID + 0,3 \cdot VENT1$
C6	$PP + PERM + 0,3 \cdot ACID + 0,3 \cdot VENT2$
C7	$PP + PERM + 0,3 \cdot ACID + 0,3 \cdot VENT3$
C8	$PP + PERM + 0,3 \cdot ACID + 0,3 \cdot VENT4$

Fonte: Autor (2018).

### 3.5. Limites para Deslocamentos

De acordo com a NBR 6118/2014, os deslocamentos-limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Estes deslocamentos são classificados em quatro grupos básicos:

- a) Aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- b) Efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) Efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) Efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

Neste trabalho, analisamos o deslocamento lateral dos edifícios, logo, consideramos o deslocamento provocado pela ação do vento para combinação frequente. Com isso, o movimento lateral do edifício deve ser inferior a altura total do edifício dividida por mil e setecentos ( $H/1700$ ) e o deslocamento entre pavimentos deve ser a distância entre dois

pavimentos vizinhos dividida por oitocentos e cinquenta ( $H_i/850$ ), como pode ser visualizado na Quadro 2.

Quadro 2 – Deslocamentos-limites

<b>Tipo de Efeito</b>	<b>Razão da Limitação</b>	<b>Exemplo</b>	<b>Deslocamento a Considerar</b>	<b>Deslocamento-limite</b>
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Movimento lateral de edifícios	Provocados pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1 = 0,30$ )	$H/1700$ e $H_i/850$ entre pavimentos

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 77).

Para esta verificação foram utilizadas as combinações frequentes de serviço mencionadas anteriormente.

## 4. MODELOS ANALISADOS

Inicialmente são analisados os modelos do edifício genérico, onde mantém-se a geometria do pavimento e altera-se o posicionamento do núcleo rígido. Posteriormente, são analisados três edifícios reais concebidos na cidade de Maceió-AL, sendo considerada apenas planta do pavimento tipo.

Em todos os modelos analisados, estabeleceu-se o padrão de vinte e cinco pavimentos, com a distância entre pisos de três metros, totalizando setenta e cinco metros de altura. Em ambos modelos analisados, verifica-se a influência da modelagem estrutural do núcleo rígido (barra única ou malha de elementos de barra) nos parâmetros de estabilidade global, no deslocamento lateral e na magnitude dos esforços de flexão e torção nos edifícios estudados.

### 4.1. Edifício Genérico

Define-se uma estrutura com planta 15,60 x 14,40 m em que o núcleo rígido será posicionado em três locais diferentes do pavimento onde, primeiramente será localizado no centro do edifício, em seguida coincidiremos o centro de cisalhamento (CC) do núcleo com o centro de massa (CM) do edifício e no último exemplo consideraremos o núcleo excêntrico, ou seja, sendo posicionado na extremidade do edifício.

Esta estrutura é calculada pelo modelo VI do sistema CAD/TQS e o núcleo rígido passa por duas modelagens distintas, barra única e malhas de elementos de barra, cujos critérios adotados pelo software utilizado no processamento das análises já foram evidenciados no capítulo anterior. Os resultados colhidos dessas análises quanto à estabilidade global (por meio dos parâmetros  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2MI$ ), deslocamento lateral (no topo e entre pavimentos) e magnitude dos esforços na base do edifício serão expostos, comentados e comparados quando possível.

#### 4.1.1. Carga de Vento

A ação do vento foi calculada como mencionado no item 3.3.2. Para a determinação dos carregamentos de vento tomou-se os seguintes parâmetros para determinação de pressão e dos coeficientes da forma:

- a) Velocidade característica do vento em Maceió/AL: 30 m/s;
- b) Fator topográfico  $S1 = 1,0$  – terreno plano ou fracamente acidentado;
- c) Fator de rugosidade  $S2$ : para a determinação desse fator adotou-se:

- Categoria de rugosidade IV (terrenos com obstáculos numerosos e poucos espaçados);
  - Classe C (maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m);
- d) Fator estatístico  $S3 = 1,0$ .

As características de carregamento de vento são descritas na Tabela 9.

Tabela 9 – Características de carregamento de vento


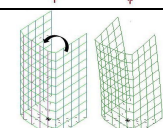
Ângulo do Vento (°)	Nomenclatura	Coefficiente de Arrasto
90	VENT1	1,07
270	VENT2	1,07
0	VENT3	1,05
180	VENT4	1,05

Fonte: Autor (2018).

#### 4.1.2. Nomenclaturas dos Modelos do Edifício Genérico

Foram analisados seis modelos com as seguintes nomenclaturas: M1DBC, M2DBCC, M3DBE, M4DMC, M5DMCC e M6CME. O nome do modelo segue o padrão: M1DB, **M**odelo **1** Discretizado por **B**arra ou M4DM, **M**odelo **4** Discretizado por **M**alha, as demais consoantes presentes referem-se ao posicionamento do núcleo rígido no pavimento, como pode ser visualizado na Tabela 10.

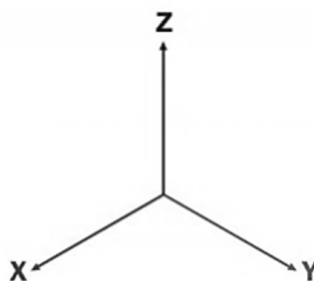
Tabela 10 – Descrição dos modelos genéricos analisados

Nomenclaturas	Posição do Núcleo no Pavimento	Modelagem do Núcleo	
M1DBC	Centro	Única barra no CM da seção	
M2DBCC	CC do núcleo no CM do pavimento		
M3DBE	Excêntrico		
M4DMC	Centro	Malha de elementos de barra	
M5DMCC	CC do núcleo no CM do pavimento		
M6DME	Excêntrico		

Fonte: Autor (2018).

Para as análises, será considerado o sistema de coordenadas ilustrado na Figura 48.

Figura 48 – Sistema de coordenadas global



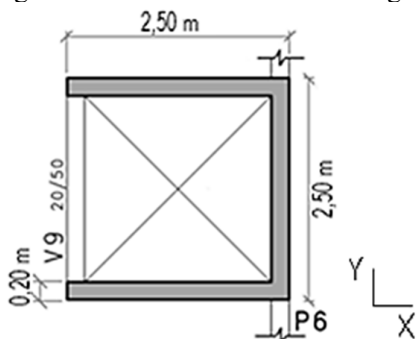
Fonte: Autor (2018).

#### 4.1.3. Modelos M1DBC e M4DMC

A estrutura é concebida por um núcleo rígido de seção apresentada na Figura 49, por dez pilares retangulares 20 x 60 cm posicionados ao longo de suas faces externas, por vigas de seções regulares 20 x 50 cm e por lajes maciças de 20 cm de altura, como mostrado na Figura 50.

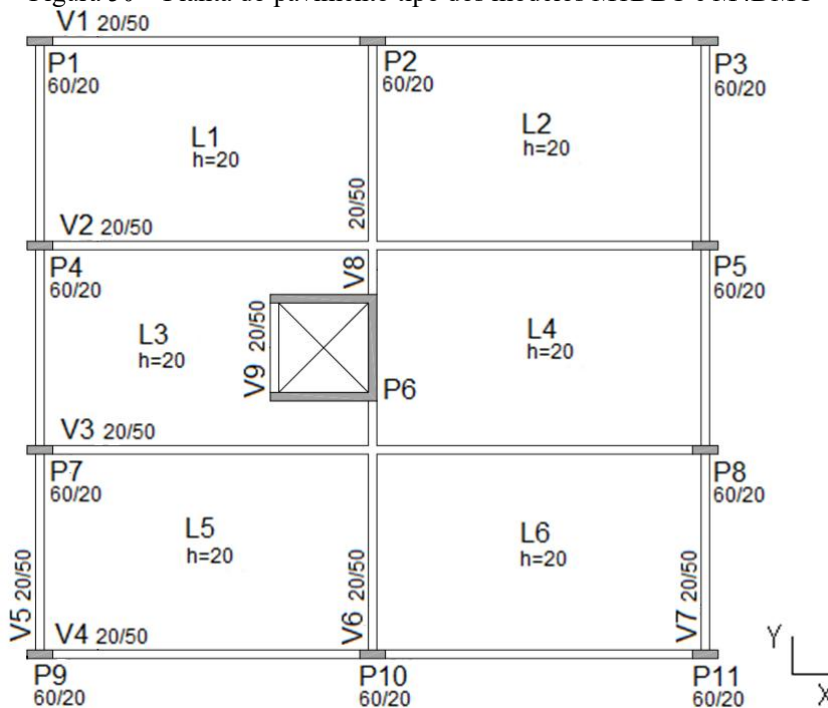
Esse edifício possui planta regular 15,60 x 14,40 m, com o total de vinte e cinco pavimentos tipo, onde a distância entre as lajes na vertical é 3,00 m, totalizando 75 m de altura (Figura 51). As dimensões desta estrutura foram baseadas no modelo executado por Medeiros (2014), publicado na TQS-NEWS de número 39.

Figura 49 – Dimensões do núcleo rígido



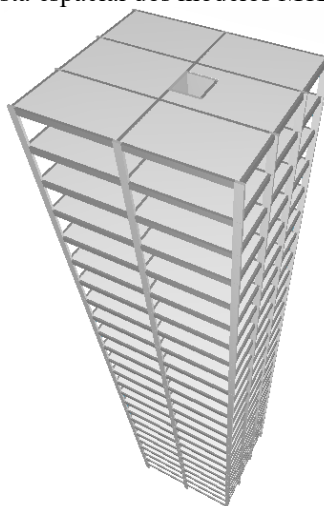
Fonte: Autor (2018).

Figura 50 – Planta do pavimento tipo dos modelos M1DBC e M4DMC



Fonte: Autor (2018).

Figura 51 – Vista espacial dos modelos M1DBC e M4DMC



Fonte: Autor (2018).

#### 4.1.3.1. Análise da Estabilidade Global

Ao finalizar o processamento global do edifício, o sistema CAD/TQS gera um relatório com os resultados referentes à estabilidade global. Nas análises consideraremos os valores dos coeficientes  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2M1$ . Na Tabela 11 são mostrados os parâmetros de estabilidade para os modelos M1DBC e M4DMC.



Tabela 11 – Parâmetros de estabilidade global – M1DBC e M4DMC

Ang. (°)	M1DBC			M4DMC		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	1,280	1,282	1,291	1,263	1,263	1,244
270	1,280	1,280	1,288	1,263	1,263	1,244
0	1,182	1,217	1,223	1,169	1,181	1,175
180	1,182	1,182	1,145	1,169	1,169	1,146

Fonte: Autor (2018).

Vale ressaltar que para os valores de  $\gamma_z$  são considerados os casos simples de vento, onde não são levados em conta os deslocamentos horizontais devido às cargas verticais. Já para os demais parâmetros ( $FAV_t$  e  $RM2M1$ ), os valores advêm de combinações de ações (cargas + vento), onde o deslocamento horizontal causado pelas cargas verticais é considerado.

Por meio da Tabela 11, pode-se notar que os valores dos parâmetros de estabilidade global não foram alterados significativamente ao modificar a modelagem do núcleo rígido. Observa-se, que os valores de  $\gamma_z$  para as incidências de vento a 90 e 270 graus são superiores ao limite de 1,2, neste caso, a literatura recomenda a utilização do processo P-Delta para análise da estrutura.

Outro fator que pode ser visualizado é a semelhança entre os valores de  $\gamma_z$  e  $FAV_t$ , entendendo-se, portanto, que a consideração dos deslocamentos horizontais provocados por cargas verticais não influencia no modelo.

Ao avaliar os valores de  $RM2M1$ , observa-se que estes são ligeiramente superiores ao  $FAV_t$ , para o modelo M1DBC. Este fato refere-se ao que foi citado ao conceituar o  $FAV_t$  onde, uma vez que o edifício sob ação do peso próprio é aprumado no processo construtivo, o deslocamento horizontal devido às cargas verticais até então atuantes (peso próprio principalmente) não é o total calculado elasticamente, por este motivo, o sistema CAD/TQS permite que seja adotado um valor para considerar este efeito, ou seja, não é necessário considerar 100% do deslocamento horizontal devido às cargas verticais. A Figura 52 mostra as ponderações adotadas no sistema CAD/TQS.

Figura 52 – Ponderação dos deslocamentos horizontais devidos à carga vertical

**Desloc. de cargas verticais**

Estabilidade global

Considera deslocamentos horizontais das cargas verticais  Não  Sim

Fator de redução dos desloc. por peso próprio

Fator de redução dos desloc. por carga permanente

Fonte: TQS INFORMÁTICA (2018).

Já para o modelo M4DMC, nota-se uma diminuição nos valores dos parâmetros de estabilidade global. Isto ocorre devido a alteração no momento de segunda ordem das cargas verticais (M2) que é causada devido a mudança de modelagem estrutural do núcleo rígido, como pode ser visualizado na Tabela 12 (estes valores são retirados do relatório de estabilidade global gerado pelo sistema CAD/TQS).

Tabela 12 – Valores dos momentos de segunda ordem – M1DBC e M4DMC

Ang. (°)	M1DBC			M4DMC		
	M2 (tf.m)			M2 (tf.m)		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	456,10	274,90	364,20	433,10	259,90	305,30
270	456,10	274,40	360,30	433,10	259,80	305,10
0	283,30	197,10	247,20	266,30	169,90	193,70
180	283,30	142,90	160,40	266,30	147,70	161,40

Fonte: Autor (2018).

#### 4.1.3.2. Análise do Deslocamento Horizontal

De acordo com a NBR 6118/2014, o limite para o movimento lateral no topo do edifício deve ser inferior a  $H/1700$  e entre pisos  $H_i/850$ . Os deslocamentos máximos no topo e entre pisos dos modelos analisados são mostrados na Tabela 13. Estes deslocamentos são referentes ao estado limite de serviço.

Tabela 13 – Deslocamento Lateral – M1DBC e M4DMC

Ang. (°)	M1DBC		M4DMC		Limites Estabelecidos	
	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)
90	4,29	0,22	4,22	0,22	4,41	0,35
270	4,29	0,22	4,22	0,22		
0	2,12	0,11	2,04	0,11		
180	2,12	0,11	2,04	0,11		

Fonte: Autor (2018).

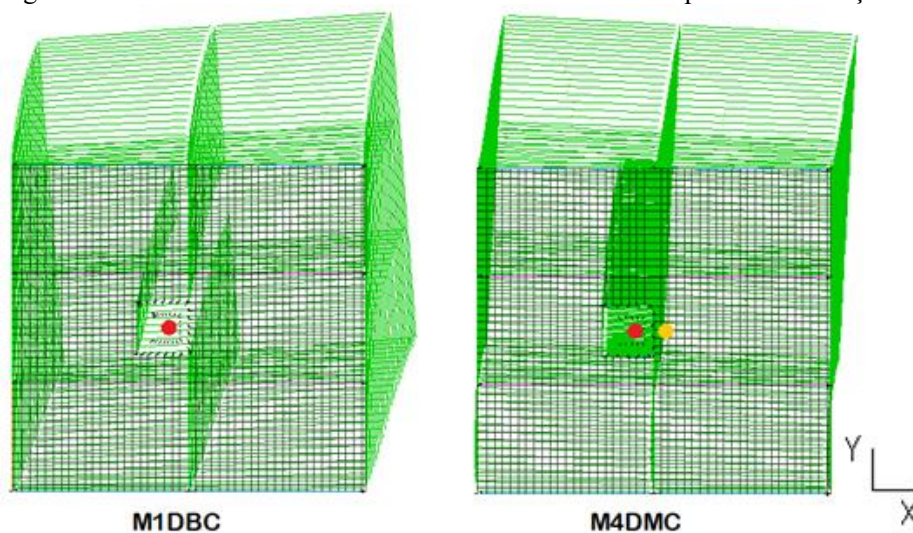
Por meio da Tabela 13, pode-se notar que há uma pequena diferença entre os deslocamentos no topo do edifício, onde a modelagem do núcleo por malha de elementos de barra diminuiu sutilmente estes deslocamentos, porém não ocorreu uma mudança significativa.

Observa-se que o deslocamento está dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118/2014, porém, nas incidências de vento a 90 e a 270 graus, os valores estão próximos ao limite desta Norma. Isto era esperado, devido a estrutura ser mais flexível nestes sentidos de vento, como pode ser visualizado no item anterior.

A Figura 53 mostra a vista superior do edifício onde é possível visualizar os deslocamentos nos modelos M1DBC e M4DMC na combinação C5 (vento a 90 graus). Ao visualizar esta figura, nota-se que existe uma divergência entre os modelos analisados. Quando o núcleo é modelado por uma única barra em seu CM, a rotação é no sentido anti-horário e ao ser modelado por malha de elementos de barra, a rotação é no sentido horário.

Na Figura 53, o ponto de cor vermelha representa a posição do CM do núcleo e o de cor amarela, que só é considerado quando o núcleo é modelado por malha de elementos de barra, representa a posição do CC. Como a combinação considerada é a C5, onde a incidência do vento é a 90 graus, entende-se que os giros contrários se referem à posição da barra que representa o núcleo em cada caso.

Figura 53 – Deslocamentos nos modelos M1DBC e M4DMC para a combinação C5



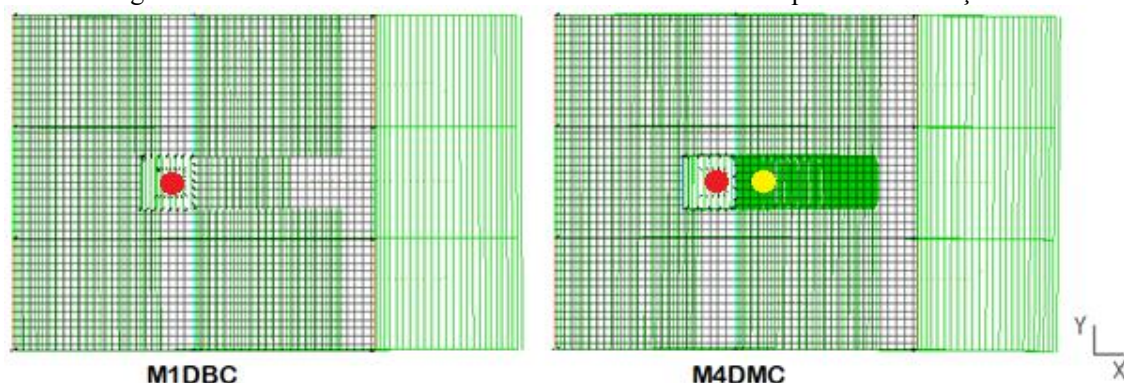
Fonte: Autor (2018).

No caso do modelo M1DBC, o edifício tende a girar em torno da barra única que representa o núcleo rígido em seu CM, que está à esquerda do pavimento, devido a este ser o elemento de maior rigidez na estrutura. Quando o núcleo é modelado por malha de elementos

de barra, no modelo M4DMC, o edifício passa a girar em torno do CC, que está localizado à direita do pavimento.

Com o objetivo de comprovar esta afirmativa, a Figura 54 mostra os deslocamentos dos modelos M1DBC e M4DMC para a combinação C7.

Figura 54 – Deslocamentos nos modelos M1DBC e M4DMC para a combinação C7



Fonte: Autor (2018).

Nota-se que na incidência do vento a 0 grau, as barras que representam o CM e o CC nos modelos estão localizadas no centro do pavimento, logo, não são geradas excentricidades, fazendo com que o edifício se desloque como corpo rígido.

#### 4.1.3.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício

Neste tópico serão analisados os esforços resultantes na base dos pilares do edifício, estes esforços são utilizados para o cálculo dos elementos de fundação.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 14). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau, pois o comportamento do edifício para as combinações com a incidência a 270 graus e 180 graus é semelhante.

Os comentários realizados têm o intuito de avaliar a influência da discretização do núcleo rígido, por única barra e por malha de elementos de barra, na distribuição destes esforços. Vale ressaltar que apenas o núcleo rígido (P6) passa por duas modelagens, os demais pilares do edifício são modelados por uma única barra em seu CM.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf).

Tabela 14 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M1DBC e M4DMC

Elem.	Comb.	M1DBC			M4DMC		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	C1	215,0	-2,0	0,4	214,2	-1,9	0,6
	C3	176,5	0,0	0,1	179,9	-0,1	0,1
P2	C1	471,6	-0,6	1,1	468,1	-0,4	1,1
	C3	434,8	1,8	0,6	433,1	1,7	0,6
P3	C1	225,0	0,8	0,7	222,7	0,9	0,7
	C3	223,7	2,8	0,1	219,3	2,7	0,1
P4	C1	360,2	-2,8	0,3	359,6	-2,8	0,4
	C3	327,5	-0,9	0,0	330,1	-0,9	0,0
P5	C1	432,5	3,3	0,5	432,6	3,3	0,5
	C3	449,3	4,9	0,0	447,0	4,9	0,0
P6	C1	<b>1753,9</b>	<b>-1,6</b>	<b>41,9</b>	<b>1761,3</b>	<b>-1,5</b>	<b>40,4</b>
	C3	<b>1758,6</b>	<b>21,5</b>	<b>0,0</b>	<b>1768,0</b>	<b>21,0</b>	<b>0,0</b>
P7	C1	348,8	-2,3	0,3	347,3	-2,2	0,5
	C3	332,3	-1,0	0,0	329,9	-0,9	0,0
P8	C1	426,1	3,5	0,6	423,8	3,5	0,6
	C3	448,9	4,9	0,0	447,0	4,9	0,0
P9	C1	169,0	-0,9	0,2	174,7	-1,0	0,3
	C3	173,5	0,0	-0,1	176,8	0,0	-0,1
P10	C1	387,4	0,7	-0,1	389,2	0,4	0,0
	C3	427,7	1,8	-0,6	426,3	1,7	-0,6
P11	C1	183,2	1,8	0,4	179,5	1,7	0,4
	C3	219,8	2,8	-0,1	215,8	2,7	-0,1

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar os resultados expostos na Tabela 14, pode-se notar que os esforços verticais e horizontais não sofrem alterações consideráveis ao modificar a modelagem do núcleo rígido no modelo analisado. Nota-se uma redistribuição de esforços verticais nos pilares periféricos, mas esta redistribuição não altera significativamente a magnitude dos esforços.

Com a modelagem do núcleo rígido por malha de elementos de barra, este elemento estrutural passa a receber um aumento do carregamento vertical se comparada a modelagem por barra única, que gera uma redistribuição do carregamento vertical nos demais pilares da estrutura.

Na Tabela 15, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão (Mx e My) e torção (Mz) nos pilares do edifício. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento. A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).

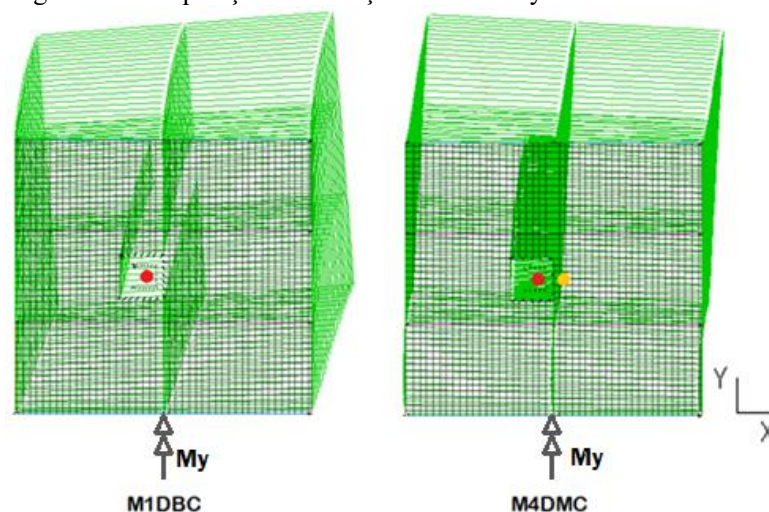
Tabela 15 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M1DBC e M4DMC

Elem.	Comb.	M1DBC			M4DMC		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P1	C1	-0.7	-2.8	0.0	-1.0	-1.8	0.0
	C3	-0.1	2.4	0.0	-0.1	2.1	0.0
P2	C1	-1.4	-1.4	0.0	-1.6	-0.3	0.0
	C3	-0.6	4.2	0.0	-0.6	3.8	0.0
P3	C1	-1.2	0.0	0.0	-1.1	1.0	0.0
	C3	-0.2	5.2	0.0	-0.1	4.8	0.0
P4	C1	-0.6	-2.9	0.0	-0.9	-2.6	0.0
	C3	0.0	1.6	0.0	0.0	1.2	0.0
P5	C1	-1.0	3.0	0.0	-1.0	3.2	0.0
	C3	0.0	7.2	0.0	0.0	6.9	0.0
<b>P6</b>	<b>C1</b>	<b>-741.7</b>	<b>57.0</b>	<b>0.0</b>	<b>-780.1</b>	<b>147.6</b>	<b>-9.2</b>
	<b>C3</b>	<b>-3.9</b>	<b>418.9</b>	<b>0.0</b>	<b>2.3</b>	<b>530.7</b>	<b>0.1</b>
P7	C1	-0.6	-1.7	0.0	-1.0	-2.2	0.0
	C3	0.0	1.5	0.0	0.0	1.2	0.0
P8	C1	-1.1	3.9	0.0	-1.0	3.3	0.0
	C3	0.0	7.2	0.0	0.0	6.9	0.0
P9	C1	-0.5	0.3	0.0	-0.8	-1.1	0.0
	C3	0.1	2.5	0.0	0.1	2.1	0.0
P10	C1	-0.3	1.9	0.0	-0.4	0.2	0.0
	C3	0.6	4.2	0.0	0.6	3.8	0.0
P11	C1	-0.9	2.9	0.0	-0.8	1.5	0.0
	C3	0.1	5.2	0.0	0.1	4.7	0.0

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 15, observa-se que a mudança da modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente os esforços de flexão e torção nos pilares periféricos, porém no pilar que representa o núcleo rígido (P6), onde a discretização por malha de elementos de barra é considerada, os esforços são alterados, inclusive, acrescentando um novo esforço, a torção.

No núcleo rígido, nota-se que o esforço que sofre grande alteração em sua magnitude é o momento fletor na direção y ( $M_y$ ). Para melhor compreensão desta afirmação, a Figura 55 exemplifica a ideia da disposição deste esforço no modelo estudado.

Figura 55 – Disposição do esforço de flexão  $M_y$  no modelo analisado

Fonte: Autor (2018).

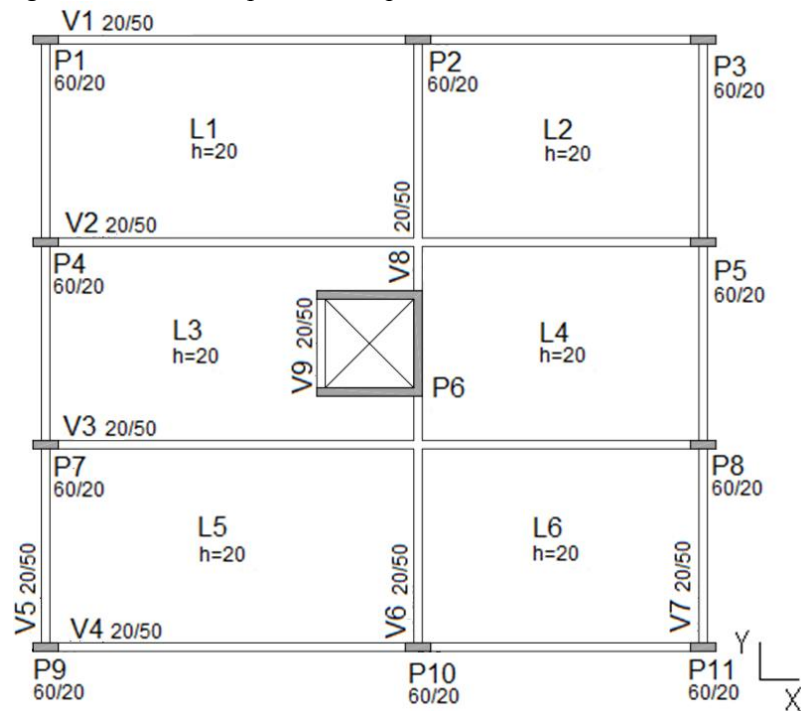
Visualizando a Figura 55, pode-se notar que a direção de aplicação do  $M_y$  (90 ou 270 graus), no modelo discretizado por malha de elementos de barra, é a direção do elemento com maior flexibilidade devido a forma geométrica da seção do núcleo rígido nesta direção, sendo assim, a direção com menor rigidez, logo, a estrutura tende a girar. Já na modelagem por única barra, esta barra que simula o núcleo possui toda a rigidez da seção, fazendo com que esta resista com maior eficiência ao esforço de flexão.

Com base nestes resultados, não é possível realizar uma comparação entre as modelagens do núcleo rígido, pois ao modelá-lo por malha de elementos de barra, são levados em consideração esforços que na modelagem por uma única barra não são considerados. O fato de a seção do núcleo ser mantida na discretização por malha de elementos de barra, faz com que os esforços sejam aplicados no CC desta seção e não mais no CM. Devido a este fato, passa a existir uma excentricidade do CM para o CC que gera esforços adicionais que não são considerados quando o núcleo é modelado por única barra.

#### 4.1.4. Modelos M2DBCC e M5DMCC

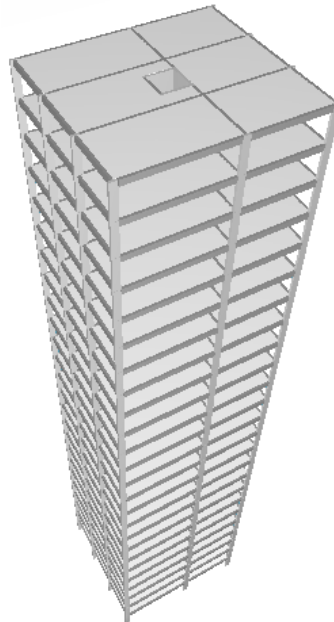
Nos modelos M2DBCC e M5DMCC, a estrutura concebida é semelhante à mostrada para os modelos M1DBC e M4DMCC, a diferença está no posicionamento do núcleo rígido, que agora está com o seu CM localizado em seu CC, Figura 56 ilustra a planta baixa deste pavimento.

Figura 56 – Planta do pavimento tipo dos modelos M2DBCC e M5DMCC



A Figura 57 mostra a vista espacial dos modelos M2DBCC e M5DMCC.

Figura 57 – Vista espacial dos modelos M2DBCC e M5DMCC





## 4.1.4.1. Análise da Estabilidade Global

Na Tabela 16 são mostrados os parâmetros de estabilidade para os modelos M2DBCC e M5DMCC.

Tabela 16 – Parâmetros de estabilidade global – M2DBCC e M5DMCC

Ang. (°)	M2DBCC			M5DMCC		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM1M2$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM1M2$
90	1,281	1,283	1,292	1,279	1,279	1,264
270	1,281	1,281	1,288	1,279	1,279	1,263
0	1,180	1,229	1,237	1,169	1,189	1,183
180	1,180	1,180	1,129	1,169	1,169	1,138

Fonte: Autor (2018).

É possível notar que os valores dos parâmetros de estabilidade global não tiveram alterações relevantes ao modificar a modelagem do núcleo rígido. Nota-se que os valores de  $\gamma_z$  para as incidências de vento a 90 e 270 graus são superiores ao limite de 1,2, neste caso, a literatura recomenda a utilização do processo P-Delta para análise da estrutura.

As observações feitas para os modelos anteriores são válidas, onde para o modelo M2DBCC os valores de  $RM2M1$  são ligeiramente superiores aos de  $FAV_t$  devido a ponderação das cargas verticais realizada para este parâmetro e no modelo M5DMCC os valores dos parâmetros de estabilidade global são ligeiramente inferiores aos do modelo M2DBCC devido a alteração no momento de segunda ordem das cargas verticais (M2) que ocorre no modelo ao discretizar o núcleo rígido por malha de elementos de barra, como pode ser visualizado na Tabela 17.

Tabela 17 – Valores dos momentos de segunda ordem – M2DBCC e M5DMCC

Ang. (°)	M2DBCC			M5DMCC		
	M2 (tf.m)			M2 (tf.m)		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	457,70	276,20	365,10	454,50	273,0	330,00
270	457,70	273,10	360,20	454,50	272,50	329,10
0	281,80	206,30	262,20	266,90	175,70	202,90
180	281,80	131,90	142,80	266,90	144,60	153,10

Fonte: Autor (2018).

#### 4.1.4.2. Análise do Deslocamento Lateral

Os deslocamentos máximos no topo e entre pisos são mostrados na Tabela 18. Estes deslocamentos são referentes ao estado limite de serviço.

Tabela 18 – Deslocamento Lateral – M2DBCC e M5DMCC

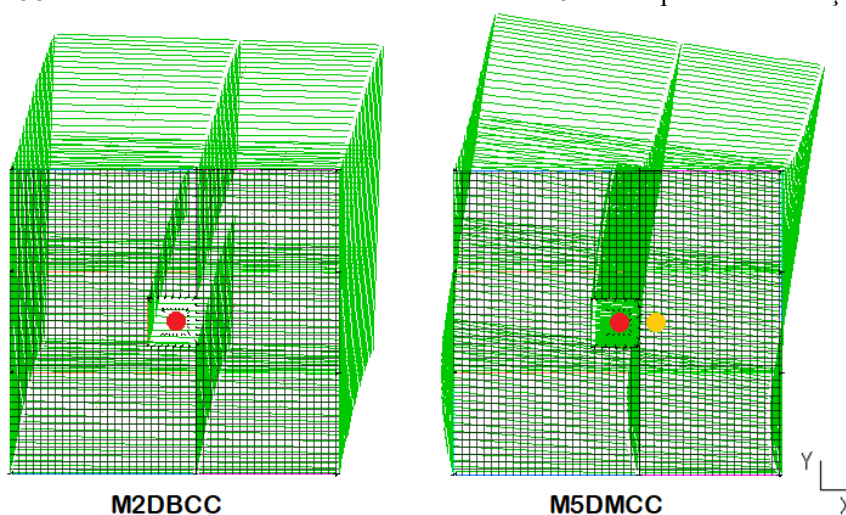
Ang. (°)	M2DBCC		M5DMCC		Limites Estabelecidos	
	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)
90	4,11	0,21	4,85	0,25	4,41	0,35
270	4,11	0,21	4,85	0,25		
0	2,11	0,11	2,06	0,11		
180	2,11	0,11	2,06	0,11		

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 18, pode-se notar que a modelagem do núcleo rígido influenciou nas magnitudes do deslocamento lateral, porém não foi uma alteração considerável. Observa-se que no modelo M5DMCC, os deslocamentos no topo do edifício estão acima dos limites estabelecidos pela NBR 6118/2014. Já nas incidências de vento a 0 e a 180 graus, os valores estão distantes dos limites de Norma. Isto era esperado, devido a estrutura ser mais flexível nas direções 90 e 270 graus, como pode ser visualizado nos modelos anteriores.

A Figura 58 mostra a vista superior dos deslocamentos nos modelos M2DBCC e M5DMCC na combinação C5 (vento a 90 graus).

Figura 58 – Deslocamentos nos modelos M2DBCC e M5DMCC para a combinação C5

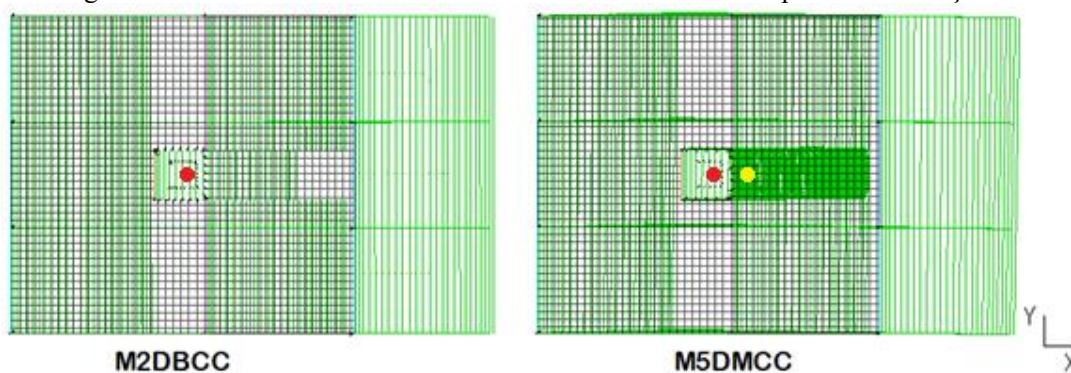


Fonte: Autor (2018).

O ponto de cor vermelha representa a posição do CM do núcleo e o de cor amarela, que só é considerado quando o núcleo é modelado por malha de elementos de barra, representa a posição do CC. Como a combinação considerada é a C5, onde a incidência do vento é a 90 graus, entende-se que o maior giro, dado pelo modelo M5DMCC, deve-se ao posicionamento do CC, mais à direita do pavimento. Entende-se, porém, que o modelo M2DBCC girou menos devido ao CM estar centralizado no pavimento, se comparado a posição do CC no modelo M5DMCC.

A Figura 59 ilustra os deslocamentos dos modelos M2DBCC e M5DMCC para a combinação C7.

Figura 59 – Deslocamentos nos modelos M2DBCC e M5DMCC para a combinação C7



Fonte: Autor (2018).

Nota-se que na incidência do vento a 0 grau, as barras que representam o CM e o CC nos modelos estão localizadas no centro do pavimento, logo, não são geradas excentricidades, fazendo com que o edifício se desloque como corpo rígido.

#### 4.1.4.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício

Neste tópico serão analisados os esforços resultantes na base dos pilares do edifício, estes esforços são utilizados para o cálculo dos elementos de fundação.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 19). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf).

Tabela 19 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M2DBCC e M5DMCC

Elem.	Comb.	M2DBCC			M5DMCC		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	C1	236,3	-1,7	0,5	236,7	-1,7	0,7
	C3	202,7	-0,4	0,1	205,9	-0,5	0,1
P2	C1	466,2	1,2	1,0	462,7	1,3	1,1
	C3	426,3	2,8	0,5	425,7	2,6	0,5
P3	C1	205,8	1,2	0,5	203,2	1,2	0,6
	C3	203,6	2,5	0,1	197,5	2,4	0,1
P4	C1	412,5	-3,3	0,4	413,2	-3,4	0,6
	C3	386,5	-1,7	0,0	390,4	-1,8	0,0
P5	C1	378,5	2,7	0,4	377,4	2,7	0,4
	C3	395,0	4,1	0,0	391,3	4,1	0,0
P6	C1	<b>1758,9</b>	<b>1,3</b>	<b>42,1</b>	<b>1767,2</b>	<b>1,7</b>	<b>40,9</b>
	C3	<b>1750,2</b>	<b>24,7</b>	<b>0,0</b>	<b>1760,6</b>	<b>24,3</b>	<b>0,0</b>
P7	C1	408,3	-3,4	0,5	408,6	-3,3	0,6
	C3	391,2	-1,8	0,0	390,6	-1,8	0,0
P8	C1	364,4	2,4	0,4	361,5	2,4	0,5
	C3	394,0	4,1	0,0	391,1	4,1	0,0
P9	C1	195,9	-1,9	0,3	200,2	-2,0	0,5
	C3	199,4	-0,3	-0,1	202,4	-0,4	-0,1
P10	C1	384,3	0,8	-0,1	387,7	0,5	0,0
	C3	419,4	2,8	-0,5	419,3	2,6	-0,5
P11	C1	157,3	0,8	0,2	15,6	0,7	0,3
	C3	200,2	2,5	-0,1	194,2	2,4	-0,1

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar os resultados expostos na Tabela 19, pode-se notar que os esforços verticais e horizontais não sofrem alterações consideráveis ao modificar a modelagem do núcleo rígido no modelo analisado. Nota-se uma redistribuição de esforços verticais nos pilares periféricos, mas esta redistribuição não altera significativamente a magnitude dos esforços.

Com a modelagem do núcleo rígido por malha de elementos de barra, este elemento estrutural passa a receber um aumento do carregamento vertical se comparada a modelagem por barra única, que gera uma redistribuição do carregamento vertical nos demais pilares da estrutura.

Na Tabela 20, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torção ( $M_z$ ) nos pilares do edifício. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento. A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).

Tabela 20 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M2DBCC e M5DMCC

Elem.	Comb.	M2DBCC			M5DMCC		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P1	C1	-1,0	-0,9	0,0	-1,3	-0,2	0,0
	C3	-0,1	2,3	0,0	-0,1	1,8	0,0
P2	C1	-1,3	1,9	0,0	-1,5	2,7	0,0
	C3	-0,5	5,3	0,0	-0,5	4,8	0,0
P3	C1	-0,9	1,9	0,0	-0,9	2,6	0,0
	C3	-0,1	5,1	0,0	-0,1	4,6	0,0
P4	C1	-0,8	-2,7	0,0	-1,2	-2,7	0,0
	C3	0,0	1,0	0,0	0,0	0,6	0,0
P5	C1	-0,7	3,1	0,0	0,7	3,2	0,0
	C3	0,0	6,7	0,0	0,0	6,2	0,0
<b>P6</b>	<b>C1</b>	<b>-752,1</b>	<b>82,0</b>	<b>0,0</b>	<b>-786,8</b>	<b>226,7</b>	<b>-7,6</b>
	<b>C3</b>	<b>-4,6</b>	<b>446,9</b>	<b>0,0</b>	<b>0,6</b>	<b>612,9</b>	<b>0,1</b>
P7	C1	-0,9	-3,0	0,0	-1,3	-3,5	0,0
	C3	0,0	0,9	0,0	0,0	0,5	0,0
P8	C1	-0,8	2,6	0,0	-0,8	2,0	0,0
	C3	0,0	6,7	0,0	0,0	6,2	0,0
P9	C1	-0,7	-1,8	0,0	-1,1	-3,1	0,0
	C3	0,1	2,3	0,0	0,1	1,9	0,0
P10	C1	-0,3	0,8	0,0	-0,5	-0,7	0,0
	C3	0,5	5,4	0,0	0,5	4,8	0,0
P11	C1	-0,6	0,8	0,0	-0,6	-0,5	0,0
	C3	0,1	5,1	0,0	0,1	4,6	0,0

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 20, observa-se que a mudança da modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente os esforços de flexão e torção nos pilares periféricos, porém no pilar que representa o núcleo rígido (P6), onde a discretização por malha de elementos de barra é considerada, os esforços são alterados, inclusive, acrescentando um novo esforço, a torção.

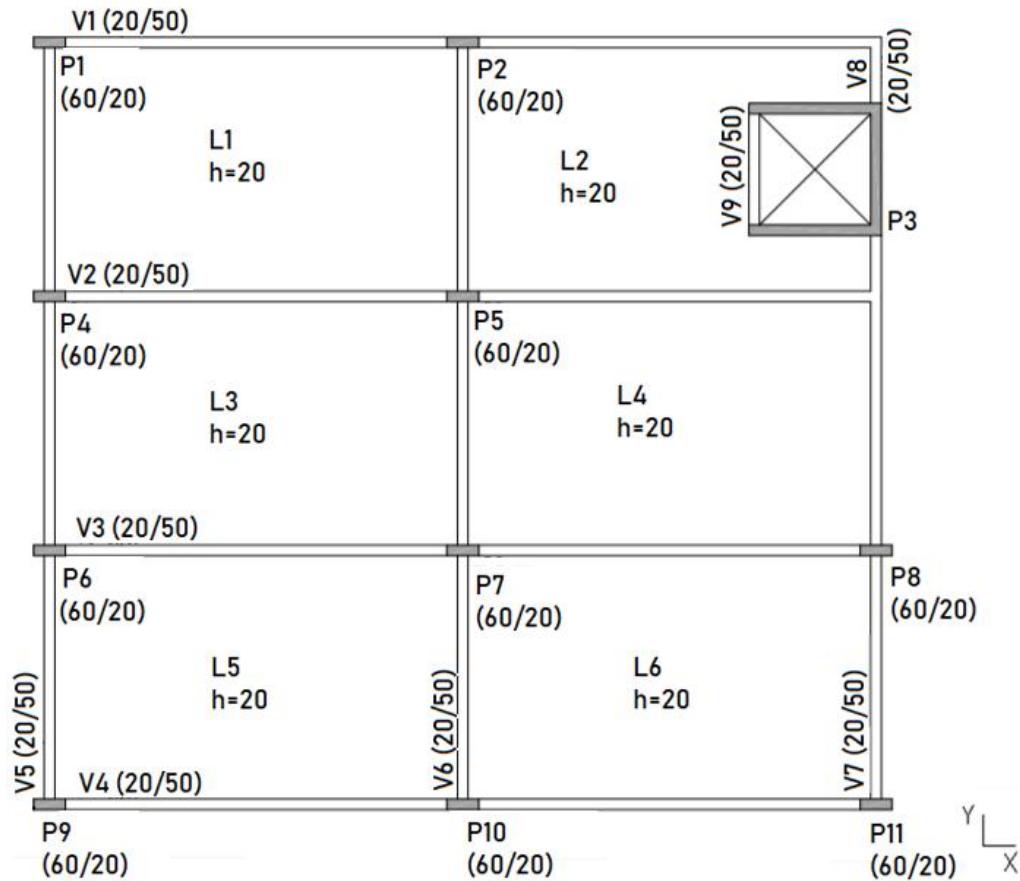
No núcleo rígido, nota-se novamente que o esforço que sofre grande alteração em sua magnitude é o momento fletor na direção  $y$  ( $M_y$ ). Toma-se, então, como base, a mesma explicação dada para os modelos M1DBC e M4DMC.

#### 4.1.5. Modelos M3DBE e M6DME

Nos modelos M3DBE e M6DME, a estrutura concebida é semelhante à mostrada para os modelos anteriores, a diferença está no posicionamento do núcleo rígido, que agora está

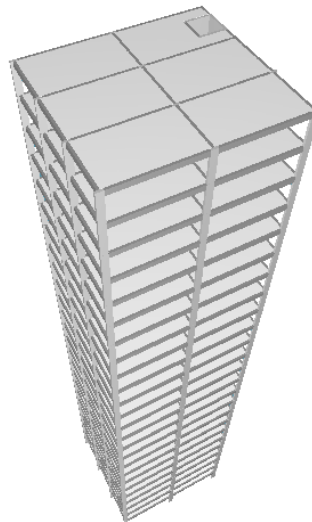
localizado em uma das extremidades do edifício, tornando-se excêntrico, e os demais pilares foram reposicionados, como pode ser visualizado na Figura 60. A Figura 61 mostra a vista espacial dos modelos M3DBE e M6DME.

Figura 60 – Planta do pavimento tipo dos modelos M3DBE e M6DME



Fonte: Autor (2018).

Figura 61 – Vista espacial dos modelos M3DBE e M6DME



Fonte: Autor (2018).

#### 4.1.5.1. Análise da Estabilidade Global

Na Tabela 21 são mostrados os parâmetros de estabilidade para os modelos M3DBE e M6DME.

Tabela 21 – Parâmetros de estabilidade global – M3DBE e M6DME

Ang. (°)	M3DBE			M6DME		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	1,610	1,610	1,667	1,665	1,665	1,755
270	1,610	1,713	1,792	1,665	1,694	1,799
0	1,188	1,188	1,198	1,186	1,192	1,201
180	1,188	1,191	1,205	1,186	1,186	1,189

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 21, nota-se que há uma mudança considerável ao modificar a modelagem do núcleo rígido para este modelo. Observa-se que os valores de  $\gamma_z$  para as incidências de vento a 90 e 270 graus são muito superiores ao limite de 1,3, neste caso, faz-se necessária a utilização do Processo P-Delta para o cálculo da estabilidade global.

Para analisar a diferença entre os valores de  $FAV_t$  e  $RM2M1$ , discutiremos as magnitudes dos momentos de segunda ordem das cargas verticais (M2) por meio da Tabela 22.

Tabela 22 – Valores dos momentos de segunda ordem – M3DBE e M6DME

Ang. (°)	M3DBE			M6DME		
	M2 (tf.m)			M2 (tf.m)		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	789,40	426,80	834,30	832,40	486,60	944,10
270	789,40	520,50	990,10	832,40	512,20	999,20
0	291,70	173,00	218,60	289,00	178,30	222,50
180	291,70	177,00	226,50	289,00	168,50	208,60

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar a Tabela 22, nota-se que há um considerável aumento do momento de segunda ordem das cargas verticais ao modificar a modelagem estrutural do núcleo rígido nas combinações com a incidência de vento a 90 e a 270 graus, por este motivo, para estas direções de vento, houve aumento nos parâmetros de estabilidade global.

#### 4.1.5.2. Análise do Deslocamento Lateral

Os deslocamentos máximos no topo e entre pisos são mostrados na Tabela 23. Estes deslocamentos são referentes ao estado limite de serviço.

Tabela 23 – Deslocamento Lateral – M3DBE e M6DME

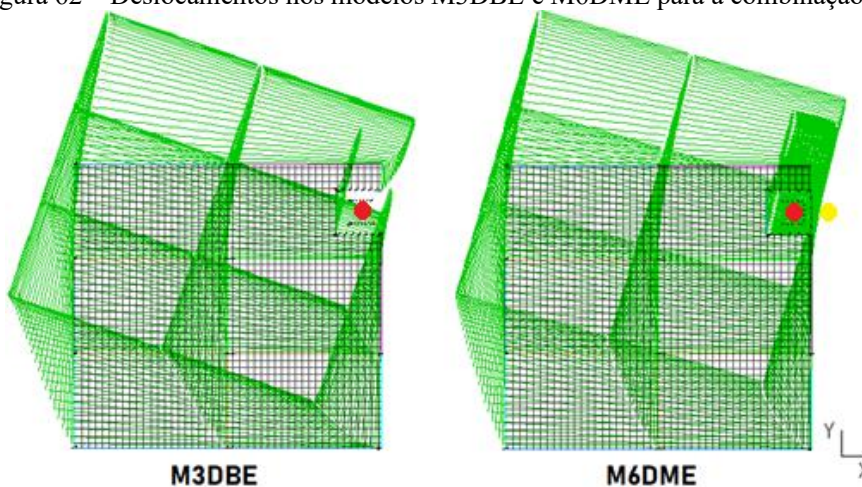
Ang. (°)	M3DBE		M6DME		Limites Estabelecidos	
	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)
90	10,11	0,54	10,94	0,60	4,41	0,35
270	10,11	0,54	10,94	0,60		
0	2,65	0,17	2,58	0,16		
180	2,65	0,17	2,58	0,16		

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 23, pode-se notar que a modelagem do núcleo rígido influenciou nas magnitudes do deslocamento lateral, porém não sendo uma alteração expressiva. Observa-se que nas incidências de vento a 90 e 270 graus, os deslocamentos no topo e entre pisos do edifício estão acima dos limites estabelecidos pela NBR 6118/2014, fazendo-se necessário o enrijecimento da estrutura nestas direções. Já nas incidências de vento a 0 e a 180 graus, os valores estão distantes dos limites de Norma. Este fato deve-se a geometria do núcleo rígido, pois nas incidências de vento a 90 e 270 graus a estrutura é mais flexível se comparada as demais direções.

A Figura 62 mostra a vista superior dos deslocamentos nos modelos M3DBE e M6DME na combinação C5 (vento a 90 graus). O ponto de cor vermelha representa a posição do CM do núcleo e o de cor amarela, que só é considerado quando o núcleo é modelado por malha de elementos de barra, é a posição do CC.

Figura 62 – Deslocamentos nos modelos M3DBE e M6DME para a combinação C5



Fonte: Autor (2018).

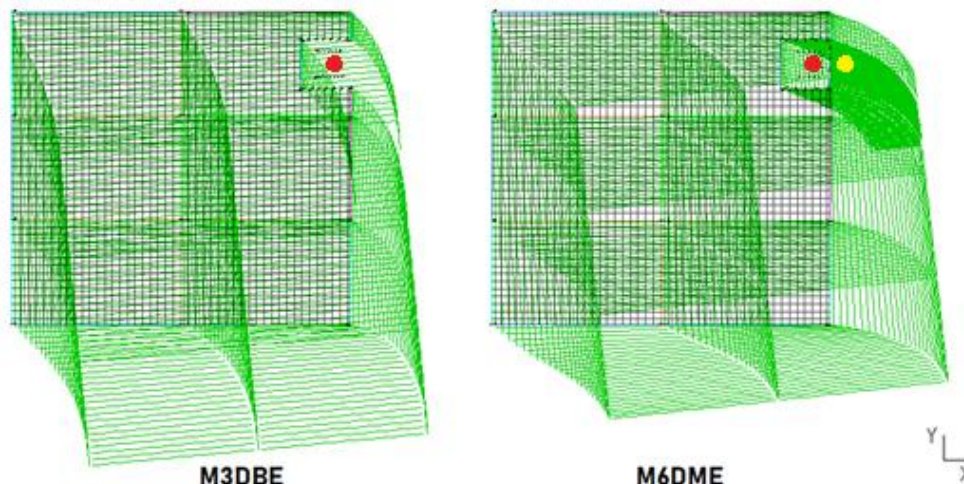
Como a combinação considerada é a C5, onde a incidência do vento é a 90 graus, entende-se que o maior giro, dado pelo modelo M6DME, deve-se ao posicionamento do CC,



que se encontra fora do pavimento. Entende-se, porém, que o modelo M3DBE girou menos devido ao CM estar localizado dentro do pavimento. Também é possível notar que neste modelo o efeito de torção foi mais expressivo, se comparado aos demais modelos analisados.

A Figura 63 mostra os deslocamentos dos modelos M1DBC e M4DMC para a combinação C7 (vento a 0 grau).

Figura 63 – Deslocamentos nos modelos M3DBE e M6DME para a combinação C7



Fonte: Autor (2018).

Para estes modelos, nota-se um comportamento diferente se comparados aos anteriores. Nos modelos anteriores, o deslocamento do pavimento para a combinação C7 foi semelhante ao deslocamento de corpo rígido devido aos pontos CG e CC do núcleo rígido estarem localizados no eixo de simetria do edifício, o que não ocorre neste modelo. Ao localizar o núcleo rígido em uma das extremidades do pavimento faz com que nas quatro incidências de vento a estrutura realize o giro. Logo, o efeito de torção ocorre para todas as incidências de vento.

#### 4.1.5.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício

Neste tópico serão analisados os esforços resultantes na base dos pilares do edifício, estes esforços são utilizados para o cálculo dos elementos de fundação.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 24). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf).

Tabela 24 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M3DBE e M6DME

Elem.	Comb.	M3DBE			M6DME		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	C1	212,6	1,2	1,8	214,3	1,2	2,0
	C3	176,7	-0,5	-0,2	177,6	-0,4	-0,2
P2	C1	383,3	3,3	1,4	403,7	3,2	1,6
	C3	338,2	1,5	0,1	360,4	1,4	0,2
P3	<b>C1</b>	<b>857,3</b>	<b>22,2</b>	<b>45,7</b>	<b>837,4</b>	<b>22,1</b>	<b>45,6</b>
	<b>C3</b>	<b>816,2</b>	<b>19,8</b>	<b>2,2</b>	<b>794,2</b>	<b>20,1</b>	<b>2,0</b>
P4	C1	409,8	-2,9	1,8	405,4	-2,9	2,0
	C3	396,1	-1,4	-0,4	392,7	-1,4	-0,4
P5	C1	763,3	0,7	1,1	779,6	0,5	1,3
	C3	773,1	2,5	-0,3	787,4	2,3	-0,3
P6	C1	425,3	-5,6	1,9	425,7	-5,5	2,1
	C3	387,6	-0,7	-0,3	386,2	-0,7	-0,3
P7	C1	812,7	-3,4	1,3	816,0	-3,4	1,5
	C3	822,0	2,8	-0,1	823,8	2,7	-0,1
P8	C1	400,9	0,5	0,4	398,1	0,5	0,6
	C3	469,1	5,3	0,0	466,1	5,4	0,0
P9	C1	187,2	-6,2	1,6	181,8	-6,1	1,8
	C3	179,9	1,3	-0,5	174,8	1,3	-0,4
P10	C1	355,1	-6,1	0,8	349,1	-6,1	1,0
	C3	386,5	3,4	-0,5	382,4	3,3	-0,5
P11	C1	154,5	-3,6	0,2	151,3	-3,5	0,4
	C3	216,7	3,9	-0,1	216,8	3,9	-0,1

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar os resultados expostos na Tabela 24, pode-se notar que os esforços verticais e horizontais não sofrem alterações consideráveis ao modificar a modelagem do núcleo rígido no modelo analisado. Nota-se uma redistribuição de esforços verticais nos pilares periféricos, mas esta redistribuição não altera significativamente a magnitude dos esforços.

Com a modelagem do núcleo rígido por malha de elementos de barra, este elemento estrutural passa a receber um aumento do carregamento vertical se comparada a modelagem por barra única, que gera uma redistribuição do carregamento vertical nos demais pilares da estrutura.

Na Tabela 25, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torção ( $M_z$ ) nos pilares do edifício. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento. A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).

Tabela 25 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M3DBE e M6DME

Elem.	Comb.	M3DBE			M6DME		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P1	C1	-3,8	5,3	0,0	-4,2	5,5	0,0
	C3	0,6	0,7	0,0	0,6	0,9	0,0
P2	C1	-2,6	7,3	0,0	-3,0	7,3	0,0
	C3	0,1	2,6	0,0	0,0	2,6	0,0
P3	C1	<b>-827,0</b>	<b>272,9</b>	<b>0,0</b>	<b>-712,6</b>	<b>398,3</b>	<b>-0,9</b>
	C3	<b>70,9</b>	<b>285,6</b>	<b>0,0</b>	<b>227,0</b>	<b>399,4</b>	<b>-3,3</b>
P4	C1	-3,8	-3,2	0,0	-4,2	-3,1	0,0
	C3	0,8	1,1	0,0	0,8	1,2	0,0
P5	C1	-2,3	0,3	0,0	-2,7	0,2	0,0
	C3	0,5	4,9	0,0	0,5	4,7	0,0
P6	C1	-3,8	-10,2	0,0	-4,3	-10,3	0,0
	C3	0,8	3,1	0,0	0,7	3,0	0,0
P7	C1	-2,4	-8,1	0,0	-2,9	-8,2	0,0
	C3	0,3	6,4	0,0	0,3	6,3	0,0
P8	C1	-0,7	-4,4	0,0	-1,2	-4,5	0,0
	C3	0,0	8,9	0,0	0,0	8,8	0,0
P9	C1	-3,6	-15,3	0,0	-4,0	-15,5	0,0
	C3	0,9	6,3	0,0	0,8	6,1	0,0
P10	C1	-1,9	-15,2	0,0	-2,4	-15,4	0,0
	C3	0,7	8,3	0,0	0,7	8,0	0,0
P11	C1	-0,6	-12,7	0,0	-1,0	-13,0	0,0
	C3	0,1	8,8	0,0	0,1	8,6	0,0

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 25, observa-se que a mudança da modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente os esforços de flexão e torção nos pilares periféricos, porém no pilar que representa o núcleo rígido (P3), onde a discretização por malha de elementos de barra é considerada, os esforços são alterados, inclusive, acrescentando um novo esforço, a torção. Observa-se também que para este modelo, ocorre torção em ambas direções de incidência de vento, comprovando o que foi mencionado no item anterior (Análise do Deslocamento Lateral).

No núcleo rígido, nota-se que todos os esforços considerados sofrem alterações ao modificar sua modelagem. Este fato é provocado pela torção que ocorre devido ao

posicionamento do núcleo rígido no pavimento. Neste caso, faz-se necessário o enrijecimento da estrutura ou a mudança do arranjo estrutural para evitar o giro da estrutura em torno do seu eixo de rotação.

#### 4.1.6. Análise da Posição do Núcleo Rígido no Pavimento do Edifício Genérico

Nesta seção, será realizada a análise da influência das modelagens do núcleo rígido no comportamento do sistema estrutural ao modificar a posição deste elemento no pavimento do edifício genérico. Esta análise será realizada baseando-se nos resultados quanto à estabilidade global (por meio dos parâmetros  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2M1$ ), ao deslocamento lateral (no topo e entre pavimentos) e à magnitude dos esforços na base do núcleo rígido.

##### 4.1.6.1. Análise da Estabilidade Global

A análise da estabilidade global foi realizada separadamente para cada um dos edifícios genéricos, neste item realizaremos a comparação entre os resultados expostos anteriormente, como mostrado na Tabela 26.

Tabela 26 – Análise comparativa dos parâmetros de estabilidade global – Edifício genérico

Ang. (°)	$\gamma_z$					
	M1DBC	M2DBCC	M3DBE	M4DMC	M5DMCC	M6DME
90	1,280	1,281	1,610	1,263	1,279	1,665
270	1,280	1,281	1,610	1,263	1,279	1,665
0	1,182	1,180	1,188	1,169	1,169	1,186
180	1,182	1,180	1,188	1,169	1,169	1,186
<b><math>FAV_t</math></b>						
90	1,282	1,283	1,610	1,263	1,279	1,665
270	1,280	1,281	1,713	1,263	1,279	1,694
0	1,217	1,229	1,188	1,181	1,189	1,192
180	1,182	1,180	1,191	1,169	1,169	1,186
<b><math>RM2M1</math></b>						
90	1,291	1,292	1,667	1,244	1,264	1,755
270	1,288	1,288	1,792	1,244	1,263	1,799
0	1,223	1,237	1,198	1,175	1,183	1,201
180	1,145	1,129	1,205	1,146	1,138	1,189

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 26 é possível observar que à medida que o núcleo se distancia do centro de gravidade do pavimento a estrutura torna-se mais flexível, aumentando consequentemente a magnitude dos parâmetros de estabilidade global, chegando a ultrapassar

o limite de  $\gamma_z \leq 1,3$ , o que torna necessária a utilização do processo P-Delta para avaliação dos efeitos de segunda ordem.

#### 4.1.6.2. Análise do Deslocamento Lateral

Realizou-se a análise do deslocamento lateral para cada um dos modelos do edifício genérico, neste irem será realizada a análise comparativa entre os deslocamentos ao modificar a posição do núcleo rígido no pavimento, como mostrado na Tabela 27.

Tabela 27 – Análise comparativa do deslocamento lateral – Edifício genérico

Ang. (°)	DESLOCAMENTO NO TOPO (cm)						Limite (cm)
	M1DBC	M2DBCC	M3DBE	M4DMC	M5DMCC	M6DME	
90	4,29	4,11	10,11	4,22	4,85	10,94	4,41
270	4,29	4,11	10,11	4,22	4,85	10,94	
0	2,12	2,11	2,65	2,04	2,06	2,58	
180	2,12	2,11	2,65	2,04	2,06	2,58	
DESLOCAMENTO ENTRE PISOS (cm)							
90	0,22	0,21	0,54	0,22	0,25	0,60	0,35
270	0,22	0,21	0,54	0,22	0,25	0,60	
0	0,11	0,11	0,17	0,11	0,11	0,16	
180	0,11	0,11	0,17	0,11	0,11	0,16	

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar os resultados de deslocamento no topo do edifício expostos na Tabela 27, é possível observar que à medida que o núcleo rígido se distancia do CM do pavimento, aumentam os deslocamentos. Observa-se também que quando o núcleo se torna excêntrico, os deslocamentos aumentam consideravelmente, ultrapassando o limite estabelecido por norma.

Em relação ao deslocamento entre pisos, o limite de norma só é ultrapassado nos modelos em que o núcleo é excêntrico, com a incidência de vento a 90 graus. Entre os modelos M1DBC/M2DBCC e M4DMC/M5DMCC, verifica-se que não há alterações consideráveis.

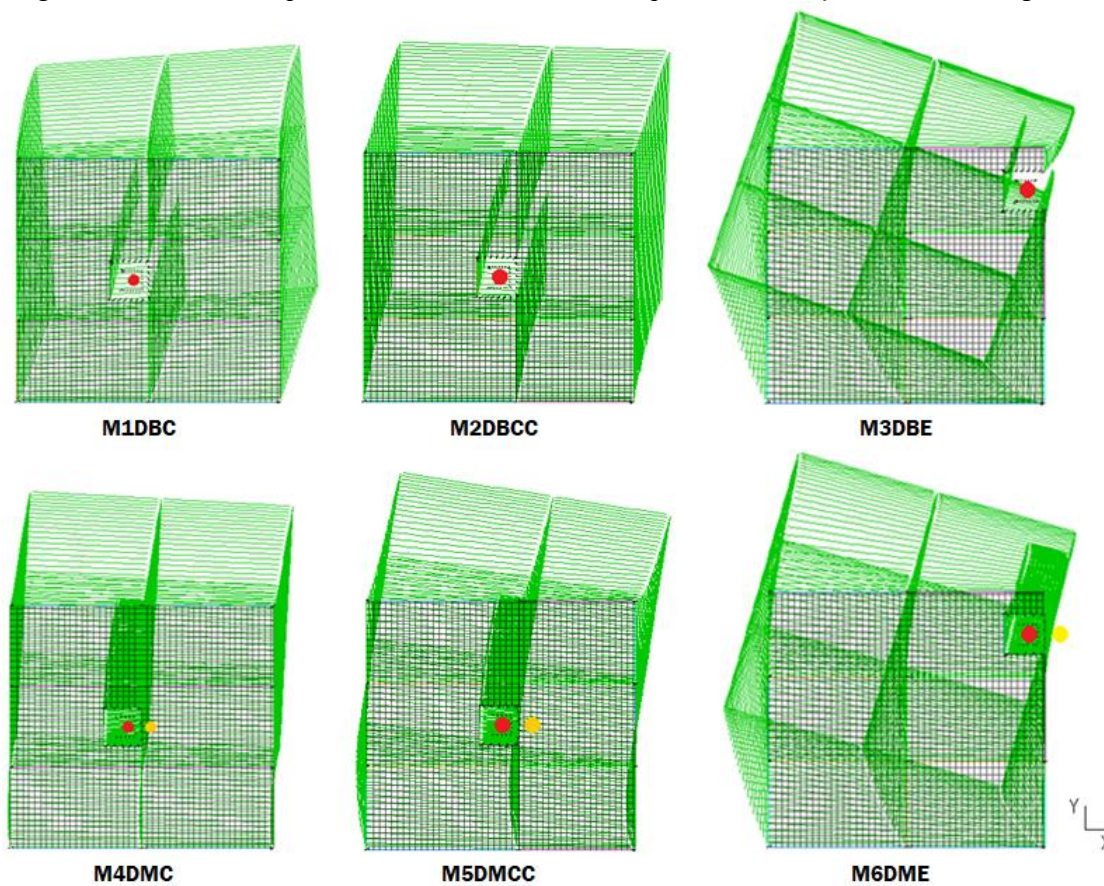
Por meio da Tabela 27 nota-se que nos modelos onde o núcleo é discretizado por única barra, ao deslocar o CM do núcleo para o seu CC, há uma pequena diminuição nos deslocamentos no topo do edifício. Este fato ocorre devido aos giros contrários feitos pelo pavimento ao realizar esta mudança de posição da única barra que representa o núcleo rígido.

Para melhor visualização destas afirmações, a Figura 64 mostra a vista superior dos deslocamentos dos modelos analisados para a combinação C5 (vento a 90 graus). O ponto de

cor vermelha representa a posição do CM do núcleo e o de cor amarela, que só é considerado quando o núcleo é modelado por malha de elementos de barra, é a posição do CC.

Nota-se por meio da Figura 64 que à medida que o núcleo rígido se distancia do pavimento, ocorre aumento do giro da estrutura, ou seja, os efeitos de torção são aumentados, tornando-se consideráveis. Neste caso, faz-se necessário o enrijecimento da estrutura ou mudança no arranjo estrutural para que o efeito da torção seja diminuído ou desconsiderado.

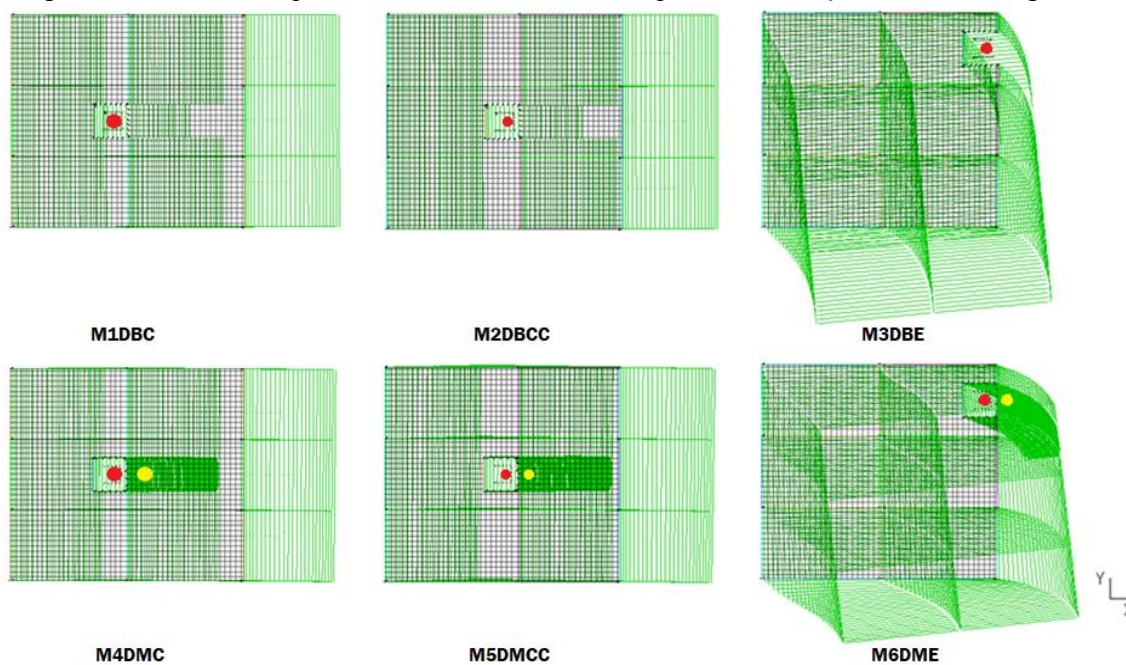
Figura 64 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C5 – Edifício genérico



Fonte: Autor (2018).

A Figura 65 ilustra os deslocamentos dos modelos analisados para a combinação C7 (vento a 0 graus).

Figura 65 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C7 – Edifício genérico



Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar a Figura 65 é possível notar que os modelos M1DBC, M2DBCC, M4DMC e M5DMCC deslocam-se com o movimento de corpo rígido, ou seja, desenvolvem apenas translações. Já os modelos M3DBE e M6DME, além da translação, também desenvolvem a rotação. Isto ocorre devido a posição do núcleo rígido, os modelos geram apenas translação pois o CM e O CC estão localizados no eixo de simetria do pavimento, à medida que estes pontos são deslocados para extremidade do mesmo, a estrutura desenvolve o giro.

#### 4.1.6.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Núcleo Rígido

Neste item, serão analisados os resultados dos esforços resultantes na base do núcleo rígido quando este elemento é localizado em pontos diferentes do pavimento.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 28). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau, pois o comportamento do edifício para as combinações com a incidência a 270 graus e 180 graus é semelhante.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf).

Tabela 28 – Análise comparativa dos esforços verticais e horizontais na base do núcleo (tf) – Edifício genérico

Comb.	M1DBC			M2DBCC			M3DBE		
	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
C1	1753,9	-1,6	41,9	1758,9	1,3	42,1	857,3	22,2	45,7
C3	1758,6	21,5	0,0	1750,2	24,7	0,0	816,2	19,8	2,2
Comb.	M4DMC			M5DMCC			M6DME		
	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
C1	1761,3	-1,5	40,4	1767,2	1,7	40,9	837,4	22,1	45,6
C3	1768,0	21,0	0,0	1760,6	24,3	0,0	794,2	20,1	2,0

Fonte: Autor (2018).

Ao comparar os resultados dos modelos M1DBC/M2DBCC e M4DMC/M5DMCC, expostos na Tabela 28, observa-se um pequeno aumento dos esforços verticais e horizontais ao distanciar o núcleo do CM do pavimento. Quando o núcleo se torna excêntrico, nota-se que a carga vertical na base do núcleo é diminuída, levando-se a considerar que os demais pilares do edifício passam a contribuir na absorção destes esforços. Esta contribuição se dá devido ao efeito de torção que é maior para os modelos M3DBE e M6DME.

Na Tabela 29, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torção ( $M_z$ ) no núcleo rígido. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento. A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).

Tabela 29 – Análise comparativa dos esforços de flexão e torção na base do núcleo (tf.m) – Edifício genérico

Comb.	M1DBC			M2DBCC			M3DBE		
	$M_x$	$M_y$	$M_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
C1	-741,7	57,0	0,0	-752,1	82,0	0,0	-827,0	272,9	0,0
C3	-3,9	418,9	0,0	-4,6	446,9	0,0	70,9	285,6	0,0
Comb.	M4DMC			M5DMCC			M6DME		
	$M_x$	$M_y$	$M_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
C1	-780,1	147,6	-9,2	-786,8	226,7	-7,6	-712,6	398,3	-0,9
C3	2,3	530,7	0,1	0,6	612,9	0,1	227,0	399,4	-3,3

Fonte: Autor (2018).

Ao comparar os resultados dos modelos M1DBC, M2DBCC, e M3DBE para combinação C1, expostos na Tabela 29, nota-se aumento nos esforços de flexão ao distanciar o núcleo rígido do CM do pavimento. Para a combinação C3, observa-se aumento do esforço de flexão na direção X ( $M_x$ ), porém na direção Y ( $M_y$ ) houve uma diminuição deste esforço para o modelo M3DBE, este fato ocorre devido aos demais pilares contribuírem na atuação deste esforço.



Analisando os resultados dos modelos M4DMC e M5DMCC, é possível notar que os esforços de flexão aumentaram ao distanciar o núcleo do CM do pavimento, porém houve uma pequena diminuição do esforço de torção. Ao verificar o modelo M6DME em relação aos demais, nota-se que devido a ocorrer translação e rotação para ambas incidências de vento, como ilustrado na análise dos deslocamentos, houveram alterações significativas em todos os esforços analisados.

## 4.2. Edifícios Usuais

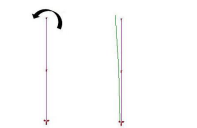
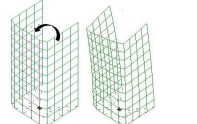
São definidos três pavimentos tipo de edifícios usuais concebidos na cidade de Maceió-AL. Vale ressaltar que foi considerada o número padrão de vinte e cinco pavimentos, com a distância entre pisos de três metros, totalizando setenta e cinco metros de altura.

Estas estruturas são calculadas pelo modelo VI do sistema CAD/TQS e o núcleo rígido passa por duas modelagens distintas, barra única e malha de elementos de barra, cujos critérios adotados pelo software utilizado no processamento das análises já foram evidenciados anteriormente. Os resultados colhidos dessas análises quanto à estabilidade global, deslocamento lateral e magnitude dos esforços na base do edifício serão expostos, comentados e comparados quando possível.

### 4.2.1. Nomenclaturas dos Modelos dos Edifícios Usuais

Foram analisados seis modelos com as seguintes nomenclaturas: M7DBRA, M8DBRB, M9DBRC, M10DMRA, M11DMRB, M12DMRC. O nome do modelo segue o padrão: M7DB, **M**odelo **7** Discretizado por **B**arra ou M10DM, **M**odelo **10** Discretizado por **M**alha, as demais consoantes presentes referem-se a nomenclatura dada a cada edifício, como pode ser visualizado na Tabela 30.

Tabela 30 – Descrição dos modelos de edifícios usuais analisados

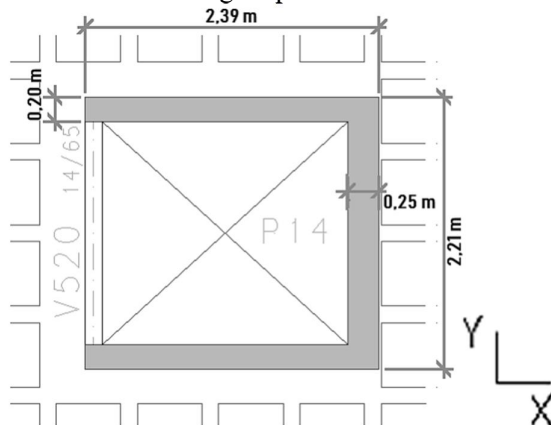
Nomenclaturas	Nomenclatura do Edifício	Modelagem do Núcleo	
M7DBRA	Edifício Real A	Única barra no CM da seção	
M8DBRB	Edifício Real B		
M9DBRC	Edifício Real C		
M10DMRA	Edifício Real A	Malha de elementos de barra	
M11DMRB	Edifício Real B		
M12DMRC	Edifício Real C		

Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.2. Modelos M7DBRA e M10DMRA

A estrutura é concebida por um núcleo rígido de seção apresentada na Figura 66, por pilares de seções variáveis posicionados ao longo do pavimento, por vigas de 14 x 65 cm e 20 x 65 cm e por lajes nervuradas com cubetas plásticas de 24 cm de altura com a presença de capitéis de 26,5 cm de altura, como pode ser visualizado na Figura 67.

Figura 66 – Dimensões do núcleo rígido para os modelos M7DBRA e M10DMRA

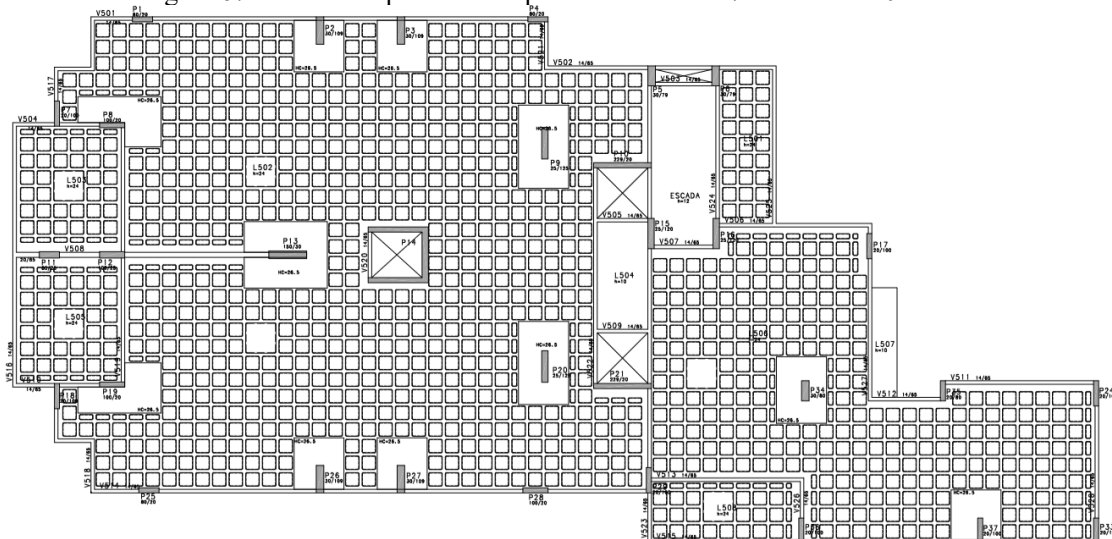


Fonte: Autor (2018).

O edifício deste modelo possui planta irregular de aproximadamente 43,12 x 20,89 m, com o total de vinte e cinco pavimentos tipo, distância entre as lajes na vertical é 3,00 m, totalizando 75 m de altura (Figura 68).

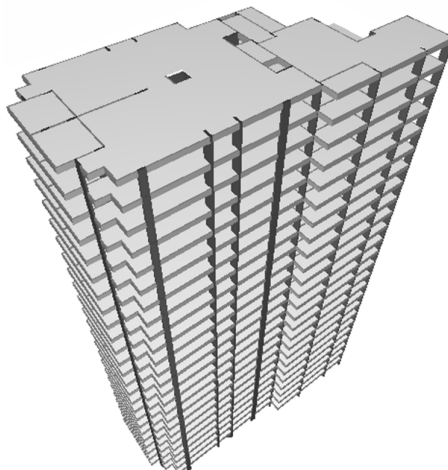
Vale ressaltar que foi considerado o pavimento tipo de um edifício usual de concreto armado, sendo desconsiderados os demais pavimentos do edifício real.

Figura 67 – Planta do pavimento tipo dos modelos M7DBRA e M10DMRA



Fonte: Autor (2018).

Figura 68 – Vista espacial dos modelos M7DBRA e M10DMRA



Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.2.1. Carga de Vento

A ação do vento foi calculada como mencionado no item 3.3.2. Para a determinação dos carregamentos de vento tomou-se os seguintes parâmetros para determinação de pressão e dos coeficientes da forma:

- e) Velocidade característica do vento em Maceió/AL: 30 m/s;
- f) Fator topográfico  $S1 = 1,0$  – terreno plano ou fracamente acidentado;
- g) Fator de rugosidade  $S2$ : para a determinação desse fator adotou-se:
  - Categoria de rugosidade II (terrenos abertos com poucos obstáculos);
  - Classe C (maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m);
- h) Fator estatístico  $S3 = 1,0$ .

As características de carregamento de vento são descritas na Tabela 31.

Tabela 31 – Características de carregamento de vento para os modelos M7DBRA e M10DMRA

Ângulo do Vento (°)	Nomenclatura	Coefficiente de Arrasto
90	VENT1	1,09
270	VENT2	1,09
0	VENT3	0,87
180	VENT4	0,87

Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.2.2. Análise da Estabilidade Global

Ao finalizar o processamento global do edifício, o sistema CAD/TQS gera um relatório com os resultados referentes à estabilidade global. Nas análises consideraremos os valores dos coeficientes  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2M1$ . Na Tabela 32 são mostrados os parâmetros de estabilidade para os modelos M7DBRA e M10DMRA.

Tabela 32 – Parâmetros de estabilidade global – M7DBRA e M10DMRA

Ang. (°)	M7DBRA			M10DMRA		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	1,445	1,445	1,504	1,434	1,434	1,470
270	1,445	1,467	1,535	1,434	1,445	1,487
0	1,258	1,258	1,237	1,260	1,260	1,245
180	1,258	1,287	1,294	1,260	1,277	1,278

Fonte: Autor (2018).

Ressalta-se que para os valores de  $\gamma_z$  são considerados os casos simples de vento, onde não são levados em conta os deslocamentos horizontais devido às cargas verticais. Já para os demais parâmetros ( $FAV_t$  e  $RM2M1$ ), os valores advêm de combinações de ações (cargas + vento), onde o deslocamento horizontal causado pelas cargas verticais é considerado.

Por meio da Tabela 32, pode-se notar que os valores dos parâmetros de estabilidade global não tiveram alterações consideráveis ao modificar a modelagem do núcleo rígido. Observa-se que para as incidências de vento a 90 e 270 graus, os valores de  $\gamma_z$  ultrapassam o limite de  $\gamma_z \leq 1,3$ , fazendo-se necessária a utilização do processo P-Delta para a análise dos efeitos de segunda ordem. Porém, ao analisar os valores dos coeficientes provenientes do processo P-Delta ( $RM2M1$ ), verifica-se que estão acima do limite de 1,3. Neste caso, faz-se necessário o enrijecimento da estrutura ou a mudança do arranjo estrutural.

Destaca-se que este modelo é apenas o pavimento tipo de um edifício real, com o número padrão de vinte e cinco pavimentos, não sendo o edifício por completo sendo analisado.

Outro fator que pode ser visualizado é a semelhança entre os valores de  $\gamma_z$  e  $FAV_t$ , dando a entender que a consideração dos deslocamentos horizontais provocados por cargas verticais não influenciou nos modelos.

Nota-se que os valores de  $FAV_t$  são ligeiramente inferiores aos de  $RM1M2$ , isso deve-se à ponderação da carga vertical considerada ao levar em conta os efeitos construtivos. Observa-se também uma diminuição dos valores dos parâmetros de estabilidade global ao

modificar a modelagem do núcleo rígido, este fato deve-se a alteração no momento de segunda ordem das cargas verticais ( $M_2$ ), como pode ser visualizado na Tabela 33.

Tabela 33 – Valores dos momentos de segunda ordem – M7DBRA e M10DMRA

Ang.	M7DBRA			M10DMRA		
(°)	M2 (tf.m)			M2 (tf.m)		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	2205,8	1278,8	2166,3	2166,5	1275,9	2021,5
270	2205,8	1368,2	2299,6	2166,5	1323,9	2093,1
0	569,6	312,3	394,1	572,7	326,6	407,2
180	569,6	371,2	489,8	572,7	360,7	463,5

Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.2.3. Análise do Deslocamento Horizontal

De acordo com a NBR 6118/2014, o limite para o movimento lateral no topo do edifício deve ser inferior a  $H/1700$  e entre pisos  $H_i/850$ . Os deslocamentos máximos no topo e entre pisos dos modelos analisados são mostrados na Tabela 34. Estes deslocamentos são referentes ao estado limite de serviço.

Tabela 34 – Deslocamento Lateral – M7DBRA e M10DMRA

Ang.	M7DBRA		M10DMRA		Limites Estabelecidos	
(°)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)
90	5,56	0,32	5,77	0,33	4,41	0,35
270	5,56	0,32	5,77	0,33		
0	1,15	0,07	1,17	0,07		
180	1,15	0,07	1,17	0,07		

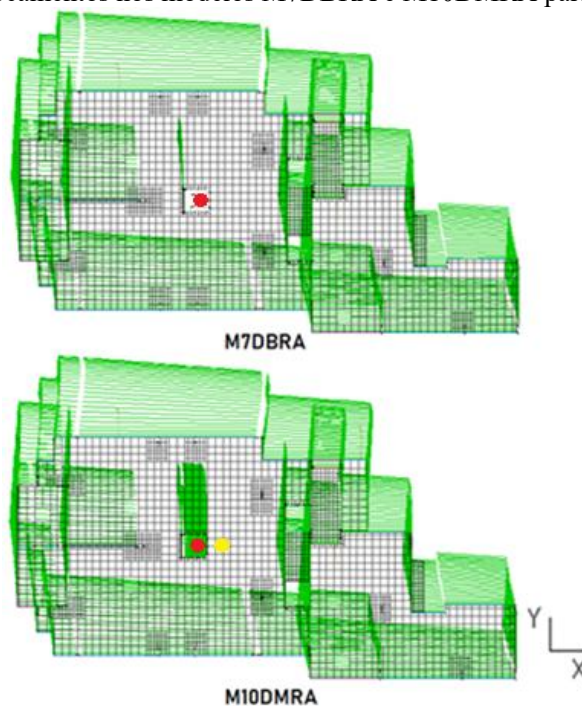
Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 34, pode-se notar que há uma pequena diferença entre os deslocamentos no topo do edifício, onde modelar o núcleo rígido por malha de elementos de barras fez com que houvesse aumento na magnitude dos deslocamentos, porém não sendo uma diferença considerável.

Nota-se que os deslocamentos no topo do edifício, para as incidências de vento a 90 e 270 graus, ultrapassaram os limites estabelecidos pela NBR 6118/2014, fazendo-se necessário o enrijecimento da estrutura ou a mudança do arranjo estrutural nestas direções.

A Figura 69 mostra a vista superior do edifício onde é possível visualizar os deslocamentos nos modelos M7DBRA e M10DMRA na combinação C5 (vento a 90 graus).

Figura 69 – Deslocamentos nos modelos M7DBRA e M10DMRA para a combinação C5

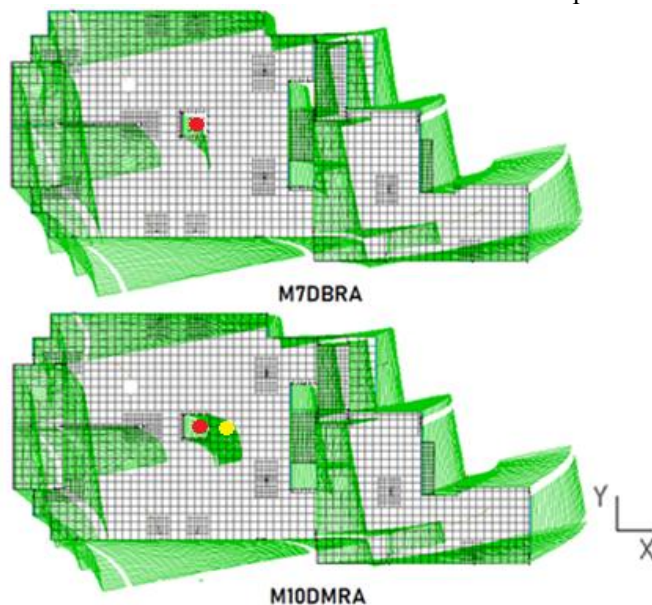


Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar a Figura 69, pode-se observar que o comportamento das estruturas ao incidir o vento a 90 graus é semelhante, comprovando a proximidade entre as magnitudes destes deslocamentos mostradas na Tabela 34.

A Figura 70 mostra os deslocamentos dos modelos M7DBRA e M10DMRA para a combinação C7.

Figura 70 – Deslocamentos nos modelos M7DBRA e M10DMRA para a combinação C7



Fonte: Autor (2018).

Observa-se novamente que o comportamento das estruturas ao incidir o vento a 0 grau é semelhante, mostrando que os resultados da Tabela 34 são coerentes.

É possível notar que, devido a posição do núcleo rígido no pavimento, em todas as incidências de vento houveram translações e rotações em torno do núcleo.

#### 4.2.2.4. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício

Neste tópico serão analisados os esforços resultantes na base dos pilares do edifício, estes esforços são utilizados para o cálculo dos elementos de fundação.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 35). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf). A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).

Tabela 35 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M7DBRA e M10DMRA

Elem.	Comb.	M7DBRA			M10DMRA		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	C1	344,4	-1,4	0,3	343,5	-1,4	0,3
	C3	325,9	0,0	0,2	325,2	0,1	0,2
P2	C1	673,4	0,9	12,2	672,5	0,9	12,3
	C3	648,8	1,6	4,3	648,5	1,6	4,4
P3	C1	571,8	-1,0	15,0	571,2	-0,9	16,1
	C3	542,7	-0,3	4,0	542,8	-0,2	4,0
P4	C1	259,3	0,2	1,1	261,1	0,2	1,1
	C3	225,8	1,7	0,6	228,2	1,7	0,6
P5	C1	356,2	0,4	5,6	354,4	0,5	5,8
	C3	263,7	1,0	0,9	264,7	1,0	0,9
P6	C1	548,6	-1,1	6,3	551,5	-1,0	6,3
	C3	464,0	-0,5	1,5	469,3	-0,5	1,5
P7	C1	345,6	-0,1	2,9	341,6	-0,1	2,9
	C3	289,2	0,2	-0,3	286,2	0,2	-0,3
P8	C1	452,0	-3,4	0,0	456,2	-3,4	0,1
	C3	469,6	-0,1	-0,5	473,1	0,0	-0,5

Fonte: Autor (2018).

Tabela 39 – (Continuação)

Elem.	Comb.	M7DBRA			M10DMRA		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P9	C1	727,4	1,8	10,0	727,0	1,8	10,8
	C3	693,8	2,4	0,7	694,0	2,4	0,8
P10	C1	525,3	-1,8	1,7	521,3	-1,9	1,7
	C3	464,4	7,9	0,4	462,3	8,1	0,4
P11	C1	453,5	1,3	0,3	446,4	1,4	0,3
	C3	410,4	3,6	0,0	403,4	3,6	0,0
P12	C1	637,2	-2,7	0,8	642,7	-2,6	0,8
	C3	653,2	1,0	-0,1	658,7	1,1	-0,1
P13	C1	987,9	3,5	1,7	1004,5	3,5	1,6
	C3	988,1	10,5	0,0	1011,6	10,3	0,0
<b>P14</b>	<b>C1</b>	<b>1307,5</b>	<b>0,9</b>	<b>44,2</b>	<b>1289,7</b>	<b>0,0</b>	<b>40,2</b>
	<b>C3</b>	<b>1336,4</b>	<b>14,6</b>	<b>-1,4</b>	<b>1311,6</b>	<b>13,8</b>	<b>-1,7</b>
P15	C1	310,0	0,8	12,5	312,4	0,8	12,8
	C3	404,5	1,3	1,7	403,6	1,3	1,7
P16	C1	665,0	-1,1	10,4	666,9	-1,1	10,6
	C3	738,3	-0,6	1,0	738,4	-0,5	1,0
P17	C1	466,8	0,7	7,5	466,4	0,7	7,4
	C3	441,9	0,9	2,9	442,8	0,9	2,9
P18	C1	285,3	0,1	2,6	281,5	0,1	2,6
	C3	289,5	0,2	-0,3	284,7	0,2	-0,3
P19	C1	459,9	-1,6	1,0	463,1	-1,4	1,0
	C3	475,8	0,1	0,4	479,6	0,2	0,4
P20	C1	774,1	1,6	8,9	775,8	1,6	9,6
	C3	757,2	2,0	-0,3	758,0	2,0	-0,3
P21	C1	597,3	-0,4	0,9	597,7	-0,3	0,9
	C3	615,9	6,9	-0,4	616,8	7,1	-0,4
P22	C1	772,3	0,2	3,6	772,2	0,2	3,6
	C3	766,5	0,5	-0,5	766,7	0,5	-0,5
P23	C1	396,3	0,3	2,4	395,9	0,3	2,3
	C3	388,7	0,5	0,4	388,8	0,5	0,4
P24	C1	362,0	0,4	7,2	357,5	0,4	6,6
	C3	292,2	0,6	1,0	292,6	0,6	1,1
P25	C1	326,6	-0,1	0,0	326,4	-0,1	0,0
	C3	328,4	0,8	-0,2	327,5	0,8	-0,2
P26	C1	624,9	1,3	3,0	624,7	1,3	3,0
	C3	637,9	1,9	-4,9	637,0	1,9	-4,9

Fonte: Autor (2018).



Tabela 39 – (Conclusão)

Elem.	Comb.	M7DBRA			M10DMRA		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P27	C1	500,5	-0,5	6,6	500,4	-0,5	7,6
	C3	520,5	0,1	-4,3	519,7	0,1	-4,4
P28	C1	267,9	0,6	0,1	267,9	0,6	0,1
	C3	310,3	2,4	-0,2	309,6	2,5	-0,2
P29	C1	310,9	-0,3	7,2	311,5	-0,3	7,3
	C3	409,5	-0,1	0,9	408,6	-0,1	1,0
P30	C1	556,1	-0,2	1,1	557,2	-0,2	1,1
	C3	615,9	0,0	-3,8	615,0	0,0	-3,8
P31	C1	593,2	0,5	0,7	594,1	0,5	0,5
	C3	612,3	0,7	-3,3	612,1	0,8	-3,2
P32	C1	121,3	0,1	5,8	125,6	0,1	5,1
	C3	199,3	0,2	-0,4	199,3	0,2	-0,3

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar os resultados expostos na Tabela 35, pode-se notar que os esforços verticais e horizontais não sofrem alterações consideráveis ao modificar a modelagem do núcleo rígido no modelo analisado. Nota-se uma redistribuição de esforços verticais nos pilares periféricos, mas esta redistribuição não altera significativamente a magnitude dos esforços.

Com a modelagem do núcleo rígido por malha de elementos de barra, este elemento estrutural passa a receber um aumento do carregamento vertical se comparada a modelagem por barra única, que gera uma redistribuição do carregamento vertical nos demais pilares da estrutura.

Na Tabela 36, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torção ( $M_z$ ) nos pilares do edifício. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento.

Tabela 36 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M7DBRA e M10DMRA

Elem.	Comb.	M7DBRA			M10DMRA		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P1	C1	-1,0	-2,2	0,0	-1,0	-1,6	0,0
	C3	-0,1	2,2	0,0	-0,1	2,5	0,0
P2	C1	-49,7	0,6	0,0	-51,8	0,8	0,0
	C3	-1,3	2,2	0,0	-1,8	2,3	0,0
P3	C1	-54,3	-1,2	0,0	-57,6	-1,0	0,0
	C3	-1,7	0,4	0,0	-2,0	0,5	0,0
P4	C1	-1,8	-0,6	0,0	-1,8	-0,1	0,0
	C3	-0,6	3,8	0,0	-0,6	4,1	0,0
P5	C1	-21,8	0,3	0,0	-21,8	0,5	0,0
	C3	-1,2	1,5	0,0	-1,3	1,6	0,0
P6	C1	-22,7	-1,2	0,0	-22,4	-1,0	0,0
	C3	-2,0	0,0	0,0	-2,1	0,1	0,0
P7	C1	-21,7	-0,1	0,0	-23,2	-0,1	0,0
	C3	2,6	0,4	0,0	2,2	0,4	0,0
P8	C1	-0,8	-4,1	0,0	-0,9	-3,4	0,0
	C3	0,6	4,8	0,0	0,6	5,2	0,0
P9	C1	-59,7	1,7	0,0	-61,1	1,8	0,0
	C3	-0,4	2,9	0,0	-0,8	2,9	0,0
P10	C1	-3,8	-7,8	0,0	-3,8	-0,6	0,0
	C3	-0,5	55,4	0,0	-0,5	59,0	0,0
P11	C1	-1,5	1,1	0,0	-1,6	1,4	0,0
	C3	0,2	7,1	0,0	0,2	7,2	0,0
P12	C1	-2,3	-2,3	0,0	-2,4	-1,7	0,0
	C3	0,3	8,4	0,0	0,2	8,8	0,0
P13	C1	-5,9	-0,1	0,0	-6,0	1,7	0,0
	C3	0,3	32,2	0,0	0,2	33,3	0,0
P14	<b>C1</b>	<b>-1076,0</b>	<b>-14,5</b>	<b>0,0</b>	<b>-1070,1</b>	<b>-109,0</b>	<b>-21,7</b>
	<b>C3</b>	<b>40,9</b>	<b>193,0</b>	<b>0,0</b>	<b>144,7</b>	<b>130,2</b>	<b>0,3</b>
P15	C1	-57,0	0,7	0,0	-56,9	0,7	0,0
	C3	-2,1	1,9	0,0	-2,5	1,9	0,0
P16	C1	-56,3	-1,1	0,0	-55,5	-1,1	0,0
	C3	-2,5	0,0	0,0	-2,8	0,0	0,0
P17	C1	-29,2	0,7	0,0	-28,0	0,7	0,0
	C3	-3,9	1,1	0,0	-4,0	1,1	0,0

Fonte: Autor (2018).

Tabela 40 – (Continuação)

Elem.	Comb.	M7DBRA			M10DMRA		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P18	C1	-21,4	0,1	0,0	-22,9	0,1	0,0
	C3	2,6	0,4	0,0	2,2	0,5	0,0
(P19)	C1	-1,7	-1,2	0,0	-1,8	-0,9	0,0
	C3	-0,3	6,2	0,0	-0,4	6,5	0,0
P20	C1	-58,9	1,5	0,0	-60,2	1,6	0,0
	C3	0,4	2,6	0,0	0,0	2,7	0,0
P21	C1	-2,9	1,9	0,0	-2,9	1,4	0,0
	C3	0,3	66,1	0,0	0,3	68,8	0,0
P22	C1	-20,5	0,3	0,0	-19,8	0,3	0,0
	C3	-0,2	1,2	0,0	-0,3	1,2	0,0
P23	C1	-13,6	0,3	0,0	-12,8	0,3	0,0
	C3	-1,0	0,7	0,0	-1,1	0,7	0,0
P24	C1	-30,0	0,4	0,0	-27,3	0,4	0,0
	C3	-3,3	0,8	0,0	-3,3	0,9	0,0
P25	C1	-0,6	0,3	0,0	-0,6	0,2	0,0
	C3	0,3	4,2	0,0	0,3	4,3	0,0
P26	C1	-42,1	1,4	0,0	-44,1	1,4	0,0
	C3	6,2	2,8	0,0	5,8	2,9	0,0
P27	C1	-47,4	-0,4	0,0	-50,9	-0,4	0,0
	C3	5,1	1,1	0,0	4,9	1,1	0,0
P28	C1	-1,0	1,1	0,0	-1,0	0,9	0,0
	C3	0,2	8,8	0,0	0,2	9,0	0,0
P29	C1	-28,8	-0,3	0,0	-28,8	-0,3	0,0
	C3	-1,3	0,2	0,0	-1,5	0,2	0,0
P30	C1	-23,3	-0,2	0,0	-22,4	-0,2	0,0
	C3	2,5	0,2	0,0	2,4	0,3	0,0
P31	C1	-22,9	0,6	0,0	-21,0	0,5	0,0
	C3	1,4	1,0	0,0	1,3	1,0	0,0
P32	C1	-28,8	0,1	0,0	-26,0	0,1	0,0
	C3	-2,1	0,5	0,0	-2,1	0,5	0,0

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 36, observa-se que a mudança da modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente os esforços de flexão e torção na maioria dos pilares do edifício, porém no pilar que representa o núcleo rígido (P14), onde a discretização por malha de

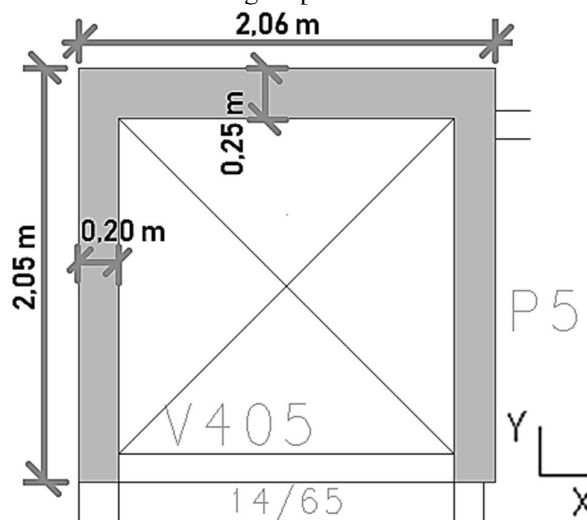
elementos de barra é considerada, os esforços são alterados, inclusive, acrescentando um novo esforço, a torção.

No núcleo rígido, nota-se que todos os esforços considerados sofrem alterações significativas ao modificar sua modelagem. Isto refere-se à existência de rotação em todas as incidências de vento. Neste caso, faz-se necessário o enrijecimento da estrutura ou a mudança do arranjo estrutural para evitar o giro da estrutura em torno do seu eixo de rotação.

#### 4.2.3. Modelos M8DBRB e M11DMRB

A estrutura é concebida por um núcleo rígido de seção apresentada na Figura 71, por pilares de seções variáveis posicionados ao longo do pavimento, por vigas de seções variáveis e por lajes maciças de 12 cm de altura, como pode ser visualizado na Figura 72.

Figura 71 – Dimensões do núcleo rígido para os modelos M8DBRB e M11DMRB

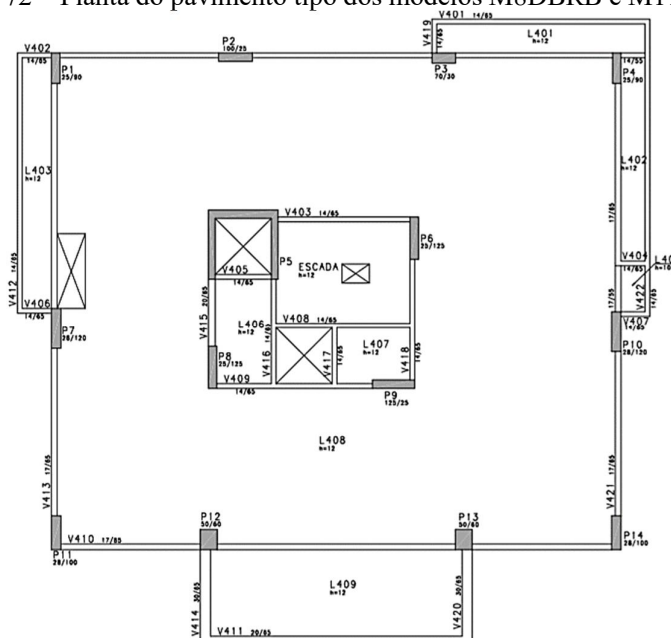


Fonte: Autor (2018).

O edifício deste modelo possui planta retangular de 18,69 x 18,49 m, com o total de vinte e cinco pavimentos tipo, distância entre as lajes na vertical é 3,00 m, totalizando 75 m de altura (Figura 73).

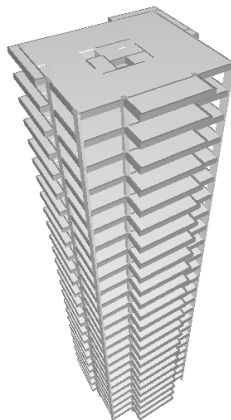
Vale ressaltar que foi considerado o pavimento tipo de um edifício usual de concreto armado, sendo desconsiderados os demais pavimentos do edifício real.

Figura 72 – Planta do pavimento tipo dos modelos M8DBRB e M11DMRB



Fonte: Autor (2018).

Figura 73 – Vista espacial dos modelos M8DBRB e M11DMRB



Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.3.1. Carga de Vento

A ação do vento foi calculada como mencionado no item 3.3.2. Para a determinação dos carregamentos de vento tomou-se os seguintes parâmetros para determinação de pressão e dos coeficientes da forma:

- i) Velocidade característica do vento em Maceió/AL: 30 m/s;
- j) Fator topográfico  $S1 = 1,0$  – terreno plano ou fracamente acidentado;
- k) Fator de rugosidade  $S2$ : para a determinação desse fator adotou-se:
  - Categoria de rugosidade II (terrenos abertos com poucos obstáculos);
  - Classe C (maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m);

- 1) Fator estatístico  $S_3 = 1,0$ .

As características de carregamento de vento são descritas na Tabela 37.

Tabela 37 – Características de carregamento de vento para os modelos M8DBRB e M11DMRB

Ângulo do Vento (°)	Nomenclatura	Coefficiente de Arrasto
90	VENT1	1,03
270	VENT2	1,03
0	VENT3	1,03
180	VENT4	1,03

Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.3.2. Análise da Estabilidade Global

Na Tabela 38 são mostrados os parâmetros de estabilidade para os modelos M8DBRB e M11DMRB.

Tabela 38 – Parâmetros de estabilidade global – M8DBRB e M11DMRB

Ang. (°)	M8DBRB			M11DMRB		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	1,171	1,171	1,131	1,170	1,170	1,132
270	1,171	1,208	1,216	1,170	1,203	1,207
0	1,284	1,295	1,300	1,276	1,284	1,281
180	1,284	1,284	1,183	1,276	1,276	1,267

Fonte: Autor (2018).

Ao analisar a Tabela 38, nota-se que a modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente as magnitudes dos parâmetros de estabilidade global. Observa-se também que os valores de  $\gamma_z$  para as incidências de vento a 0 e a 180 graus são muito próximos ao limite de  $\gamma_z \leq 1,3$ , fazendo-se necessária a utilização do processo P-Delta para consideração dos efeitos de segunda ordem ou o enrijecimento da estrutura.

Outro fator que pode ser visualizado é a semelhança entre os valores de  $\gamma_z$  e  $FAV_t$ , dando a entender que a consideração dos deslocamentos horizontais provocados por cargas verticais não influenciou nos modelos.

Para o modelo M8DBRB os valores de  $RM2M1$  são ligeiramente superiores aos de  $FAV_t$  devido a ponderação das cargas verticais realizada para este parâmetro e no modelo M11DMRB os valores dos parâmetros de estabilidade global são ligeiramente inferiores aos do modelo M8DBRB devido a alteração no momento de segunda ordem das cargas verticais ( $M_2$ )

que ocorre no modelo ao discretizar o núcleo rígido por malha de elementos de barra, como pode ser visualizado na Tabela 39.

Tabela 39 – Valores dos momentos de segunda ordem – M8DBRB e M11DMRB

Ang.	M8DBRB			M11DMRB		
(°)	M2 (tf.m)			M2 (tf.m)		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	425,7	209,0	228,8	424,2	213,8	230,9
270	425,7	301,9	378,8	424,2	295,2	362,3
0	635,4	392,7	518,0	621,9	381,6	484,1
180	635,4	369,9	487,3	621,9	364,7	460,3

Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.3.3. Análise do Deslocamento Horizontal

Os deslocamentos máximos no topo e entre pisos dos modelos analisados são mostrados na Tabela 40. Estes deslocamentos são referentes ao estado limite de serviço.

Tabela 40 – Deslocamento Lateral – M8DBRB e M11DMRB

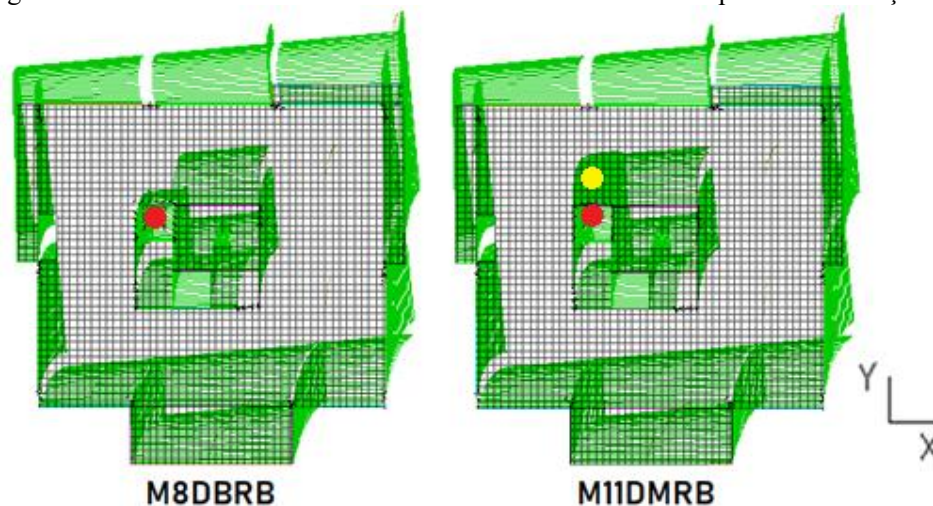
Ang.	M8DBRB		M11DMRB		Limites Estabelecidos	
(°)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)
90	1,93	0,10	1,95	0,10	4,41	0,35
270	1,93	0,10	1,95	0,10		
0	3,17	0,17	3,26	0,18		
180	3,17	0,17	3,26	0,18		

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 40, pode-se notar que a alteração na modelagem do núcleo rígido não modificou consideravelmente a magnitude do deslocamento horizontal. Observa-se que os deslocamentos estão abaixo do limite estabelecido por Norma. Com isso, é possível notar que mesmo que os deslocamentos estejam dentro do limite estabelecidos, esta estrutura está muito flexível devido as magnitudes dos parâmetros de estabilidade global, sendo necessário o enrijecimento da mesma.

A Figura 74 mostra a vista superior do edifício onde é possível visualizar os deslocamentos nos modelos M8DBRB e M11DMRB na combinação C5 (vento a 90 graus). O ponto de cor vermelha representa a posição do CM do núcleo e o de cor amarela, que só é considerado quando o núcleo é modelado por malha de elementos de barra, representa a posição do CC.

Figura 74 – Deslocamentos nos modelos M8DBRB e M11DMRB para a combinação C5

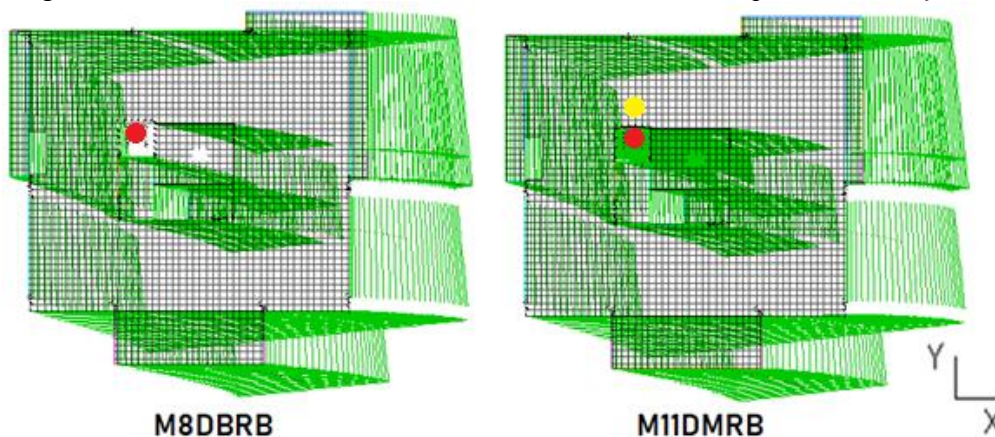


Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar a Figura 74, pode-se observar que o comportamento das estruturas ao incidir o vento a 90 graus é semelhante, comprovando a proximidade entre as magnitudes destes deslocamentos mostradas na Tabela 40.

A Figura 75 mostra os deslocamentos dos modelos M8DBRB e M11DMRB para a combinação C7.

Figura 75 – Deslocamentos nos modelos M8DBRB e M11DMRB para a combinação C7



Fonte: Autor (2018).

Observa-se novamente que o comportamento das estruturas ao incidir o vento a 0 grau é semelhante, mostrando que os resultados da Tabela 40 são coerentes.

É possível observar que, devido a posição do núcleo rígido no pavimento, em todas as incidências de vento houveram translações e rotações em torno do núcleo.



#### 4.2.3.4. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício

Neste tópico serão analisados os esforços resultantes na base dos pilares do edifício, estes esforços são utilizados para o cálculo dos elementos de fundação.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 41). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf). A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).

Tabela 41 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M8DBRB e M11DMRB

Elem.	Comb.	M8DBRB			M11DMRB		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	C1	540,4	-0,2	6,0	543,2	-0,2	6,1
	C3	466,0	0,5	2,2	470,5	0,6	2,4
P2	C1	510,0	-1,1	1,2	521,6	-1,1	1,3
	C3	480,6	6,1	0,9	493,7	6,9	1,0
P3	C1	627,7	-0,3	1,2	628,2	-0,2	1,2
	C3	632,6	4,0	0,8	632,7	4,3	0,8
P4	C1	629,6	0,2	6,2	630,2	0,2	6,2
	C3	636,4	0,9	3,5	636,7	1,0	3,6
P5	C1	<b>1150,0</b>	<b>-0,2</b>	<b>12,8</b>	<b>1151,7</b>	<b>-0,4</b>	<b>12,3</b>
	C3	<b>980,4</b>	<b>27,8</b>	<b>-3,4</b>	<b>977,3</b>	<b>23,8</b>	<b>-4,2</b>
P6	C1	838,5	-0,5	5,4	831,6	-0,5	5,4
	C3	856,4	0,6	-0,1	852,4	0,6	-0,2
P7	C1	699,0	-0,5	2,0	700,3	-0,5	2,1
	C3	664,7	0,5	-5,2	666,4	0,5	-4,9
P8	C1	400,8	0,4	6,5	393,4	0,4	6,5
	C3	465,6	1,5	-0,9	461,0	1,6	-0,9
P9	C1	627,6	0,0	0,7	626,0	0,0	0,7
	C3	716,2	11,1	0,1	712,3	12,1	0,2
P10	C1	718,8	1,5	3,7	719,2	1,5	3,7
	C3	723,0	2,4	-1,5	723,9	2,5	-1,3
P11	C1	226,0	-0,1	2,1	235,6	1,1	-2,8
	C3	224,5	-0,1	2,1	235,5	1,2	-2,6

Fonte: Autor (2018).

Tabela 45 – (Conclusão)

Elem.	Comb.	M8DBRB			M11DMRB		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P12	C1	715,1	-1,0	5,1	714,9	-1,0	5,0
	C3	732,1	2,7	3,2	732,1	3,0	3,2
P13	C1	730,5	1,5	4,9	730,4	1,5	4,9
	C3	742,8	5,2	3,3	742,4	5,5	3,3
P14	C1	237,8	0,4	3,0	236,6	0,4	3,0
	C3	319,2	1,6	-0,4	315,0	1,7	-0,2

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar os resultados expostos na Tabela 41, pode-se notar que os esforços verticais e horizontais não sofrem alterações consideráveis ao modificar a modelagem do núcleo rígido para o modelo analisado. Nota-se uma redistribuição de esforços verticais nos pilares periféricos, mas esta redistribuição não altera significativamente a magnitude dos esforços.

Com a modelagem do núcleo rígido por malha de elementos de barra, este elemento estrutural passa a receber um aumento do carregamento vertical se comparada a modelagem por barra única, que gera uma redistribuição do carregamento vertical nos demais pilares da estrutura.

Na Tabela 42, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torção ( $M_z$ ) nos pilares do edifício. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento.

Tabela 42 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M8DBRB e M11DMRB

Elem.	Comb.	M8DBRB			M11DMRB		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P1	C1	-10,1	-0,3	0,0	-10,6	-0,3	0,0
	C3	2,2	1,4	0,0	1,9	1,5	0,0
P2	C1	-1,8	-2,6	0,0	-1,9	-2,3	0,0
	C3	-0,7	20,4	0,0	-0,8	21,4	0,0
P3	C1	-1,9	-0,9	0,0	-1,9	-0,8	0,0
	C3	-0,8	10,1	0,0	-0,8	10,5	0,0
P4	C1	-13,3	0,1	0,0	-13,6	0,1	0,0
	C3	-4,2	1,8	0,0	-5,5	1,9	0,0

Fonte: Autor (2018).

Tabela 46 – (Conclusão)

Elem.	Comb.	M8DBRB			M11DMRB		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P5	C1	-148,9	-14,1	0,0	8,8	35,3	0,1
	C3	63,4	476,4	0,0	250,8	552,2	7,4
P6	C1	-21,8	-0,5	0,0	-22,7	-0,5	0,0
	C3	1,8	2,0	0,0	-0,1	2,1	0,0
P7	C1	-14,4	-0,4	0,0	-15,5	-0,4	0,0
	C3	13,8	2,5	0,0	13,2	2,7	0,0
P8	C1	-19,7	0,4	0,0	-20,7	0,4	0,0
	C3	7,5	3,0	0,0	6,2	3,2	0,0
P9	C1	-1,4	1,4	0,0	-1,5	1,7	0,0
	C3	0,0	44,7	0,0	-0,1	47,5	0,0
P10	C1	-23,3	1,5	0,0	-24,2	1,5	0,0
	C3	-2,3	4,4	0,0	-5,6	4,6	0,0
P11	C1	-9,2	0,0	0,0	-9,9	0,1	0,0
	C3	8,4	3,0	0,0	8,0	3,2	0,0
P12	C1	-8,1	-0,4	0,0	-8,3	-0,3	0,0
	C3	-1,3	9,1	0,0	-1,6	9,9	0,0
P13	C1	-8,8	2,0	0,0	-9,0	2,0	0,0
	C3	-2,9	11,4	0,0	-3,4	12,2	0,0
P14	C1	-14,5	0,5	0,0	-15,0	0,5	0,0
	C3	-1,5	3,5	0,0	-3,5	3,7	0,0

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 42, observa-se que a mudança da modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente os esforços de flexão e torção na maioria dos pilares do edifício, porém no pilar que representa o núcleo rígido (P5), onde a discretização por malha de elementos de barra é considerada, os esforços são alterados consideravelmente, inclusive, acrescentando um novo esforço, a torção.

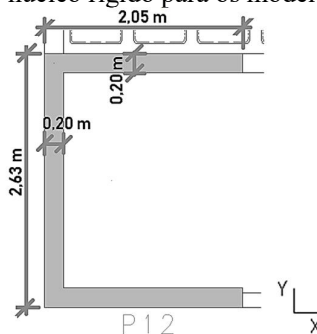
No núcleo rígido, pode-se observar que todos os esforços considerados sofrem alterações significantes ao modificar sua modelagem. Este fato é provocado devido as rotações do pavimento em consequência da posição do núcleo rígido. Neste caso, faz-se necessário o enrijecimento da estrutura ou a mudança do arranjo estrutural para evitar o efeito de torção.

#### 4.2.4. Modelos M9DBRC e M12DMRC

A estrutura é concebida por um núcleo rígido de seção apresentada na Figura 76, por pilares de seções variáveis posicionados ao longo do pavimento, por vigas de seções variáveis e por lajes nervuradas com cubetas plásticas de 25 cm de altura, como pode ser visualizado na Figura 77.

O edifício deste modelo possui planta retangular de 50,75 x 12,71 m, com o total de vinte e cinco pavimentos tipo, distância entre as lajes na vertical é 3,00 m, totalizando 75 m de altura (Figura 78).

Figura 76 – Dimensões do núcleo rígido para os modelos M9DBRC e M12DMRC



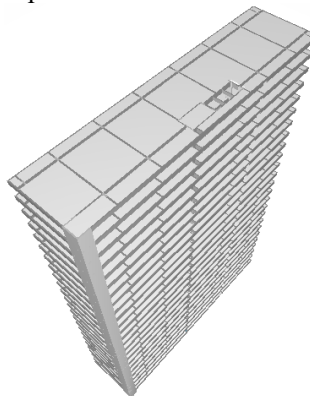
Fonte: Autor (2018).

Figura 77 – Planta do pavimento tipo dos modelos M9DBRC e M12DMRC



Fonte: Autor (2018).

Figura 78 – Vista espacial dos modelos M9DBRC e M12DMRC



Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.4.1. Carga de Vento

A ação do vento foi calculada como mencionado no item 3.3.2. Para a determinação dos carregamentos de vento tomou-se os seguintes parâmetros para determinação de pressão e dos coeficientes da forma:

- m) Velocidade característica do vento em Maceió/AL: 30 m/s;
- n) Fator topográfico  $S1 = 1,0$  – terreno plano ou fracamente acidentado;
- o) Fator de rugosidade  $S2$ : para a determinação desse fator adotou-se:
  - Categoria de rugosidade II (terrenos abertos com poucos obstáculos);
  - Classe C (maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m);
- p) Fator estatístico  $S3 = 1,0$ .

As características de carregamento de vento são descritas na Tabela 43.

Tabela 43 – Características de carregamento de vento para os modelos M9DBRC e M12DMRC

Ângulo do Vento (°)	Nomenclatura	Coefficiente de Arrasto
90	VENT1	1,4
270	VENT2	1,4
0	VENT3	0,8
180	VENT4	0,8

Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.4.2. Análise da Estabilidade Global

Na Tabela 44 são mostrados os parâmetros de estabilidade para os modelos M9DBRC e M12DMRC.

Tabela 44 – Parâmetros de estabilidade global – M9DBRC e M12DMRC

Ang. (°)	M9DBRC			M12DMRC		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	1,313	1,323	1,336	1,312	1,317	1,329
270	1,313	1,313	1,319	1,312	1,312	1,321
0	1,355	1,513	1,492	1,348	1,469	1,452
180	1,355	1,355	1,247	1,348	1,348	1,256

Fonte: Autor (2018).

Ao analisar a Tabela 44, nota-se que a modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente as magnitudes dos parâmetros de estabilidade global. Observa-se também que os valores de  $\gamma_z$  estão superiores ao limite de  $\gamma_z \leq 1,3$ , fazendo-se necessária a utilização

do processo P-Delta para consideração dos efeitos de segunda ordem. Porém, ao analisar os valores dos coeficientes provenientes do processo P-Delta ( $RM2M1$ ), verifica-se que estão acima do limite de 1,3. Neste caso, faz-se necessário o enrijecimento da estrutura ou a mudança do arranjo estrutural. Destaca-se que este modelo é apenas o pavimento tipo de um edifício real, com o número padrão de vinte e cinco pavimentos, não sendo o edifício por completo sendo analisado.

Nota-se que os valores de  $FAV_t$  são ligeiramente inferiores aos de  $RM1M2$ , isso deve-se à ponderação da carga vertical considerada ao levar em conta os efeitos construtivos. Observa-se também uma diminuição dos valores dos parâmetros de estabilidade global ao modificar a modelagem do núcleo rígido, este fato deve-se a alteração no momento de segunda ordem das cargas verticais ( $M2$ ), como pode ser visualizado na Tabela 45.

Tabela 45 – Valores dos momentos de segunda ordem – M9DBRC e M12DMRC

Ang.	M9DBRC			M12DMRC		
(°)	M2 (tf.m)			M2 (tf.m)		
	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$	$\gamma_z$	$FAV_t$	$RM2M1$
90	2573,4	1580,5	2172,1	2565,6	1557,2	2128,7
270	2573,4	1507,5	2065,1	2565,6	1521,5	2077,7
0	400,9	311,3	451,5	395,0	293,1	415,2
180	400,9	169,8	226,6	395,0	180,9	235,5

Fonte: Autor (2018).

#### 4.2.4.3. Análise do Deslocamento Horizontal

Os deslocamentos máximos no topo e entre pisos dos modelos analisados são mostrados na Tabela 46. Estes deslocamentos são referentes ao estado limite de serviço.

Tabela 46 – Deslocamento Lateral – M9DBRC e M12DMRC

Ang.	M9DBRC		M12DMRC		Limites Estabelecidos	
(°)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)	No Topo (cm)	Entre Pisos (cm)
90	7,53	0,38	7,56	0,39	4,41	0,35
270	7,53	0,38	7,56	0,39		
0	0,91	0,05	0,91	0,05		
180	0,91	0,05	0,91	0,05		

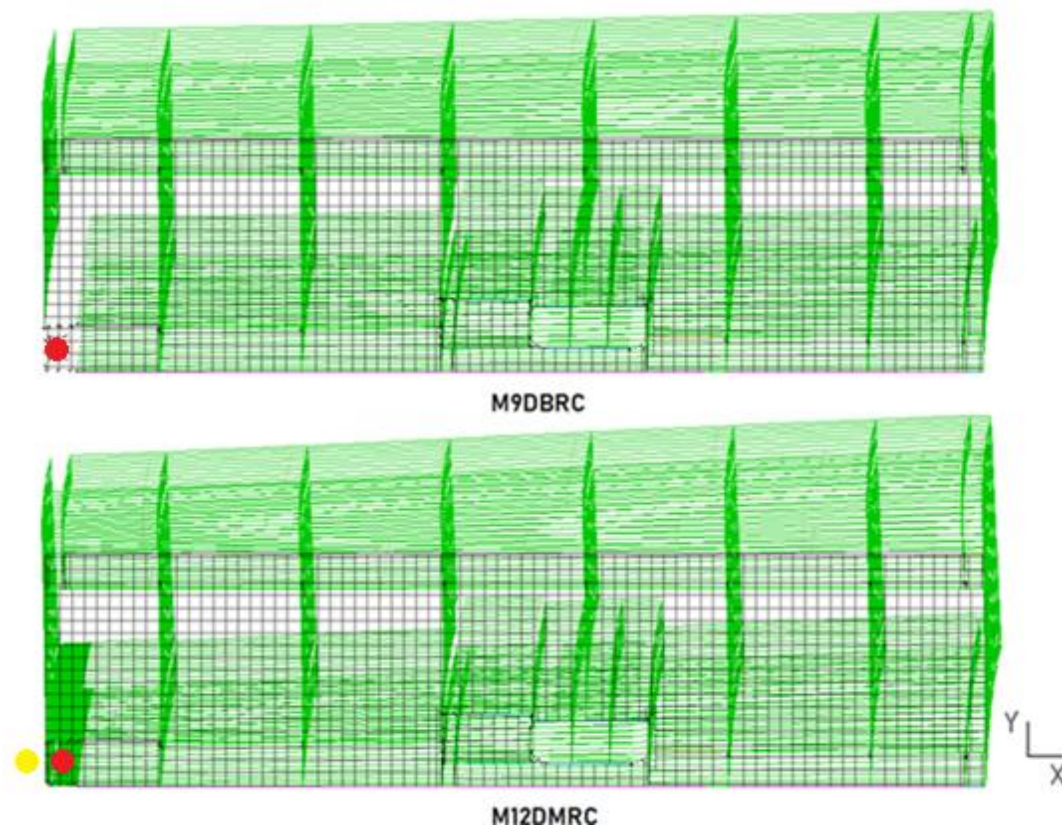
Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 46, pode-se notar que a alteração na modelagem do núcleo rígido não modificou consideravelmente a magnitude do deslocamento horizontal. Observa-se que os

deslocamentos estão muito acima do limite estabelecido por Norma para as incidências de vento a 90 e 270 graus e abaixo deste limite para as incidências de vento a 0 e 180 graus.

A Figura 79 mostra a vista superior do edifício onde é possível visualizar os deslocamentos nos modelos M9DBRC e M12DMRC na combinação C5 (vento a 90 graus).

Figura 79 – Deslocamentos nos modelos M9DBRC e M12DMRC para a combinação C5



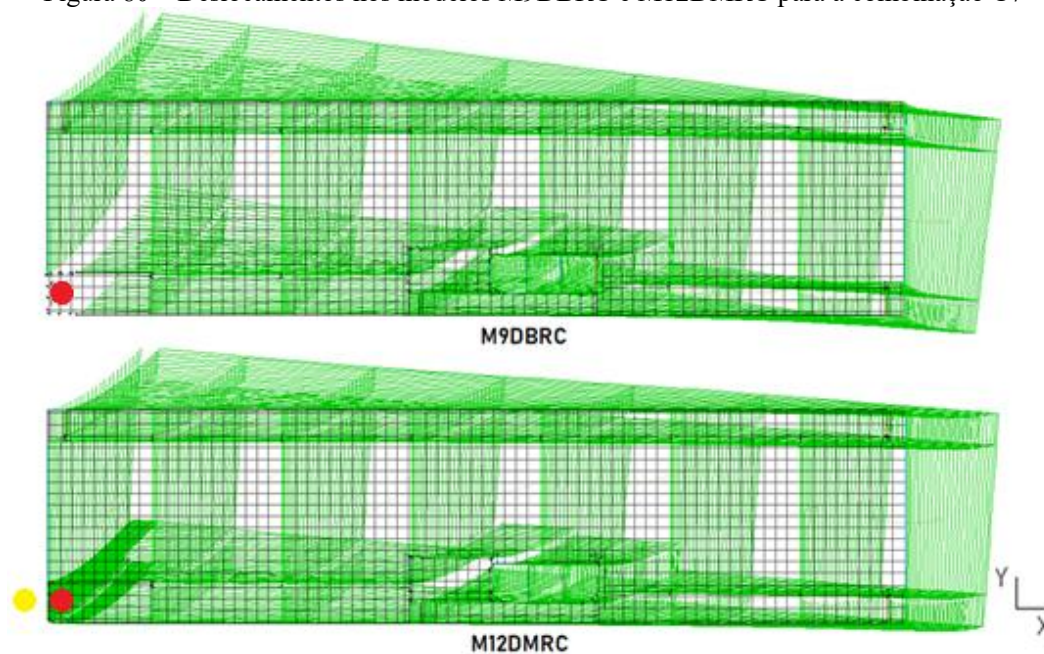
Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar a Figura 79, pode-se observar que o comportamento das estruturas ao incidir o vento a 90 graus é semelhante, comprovando a proximidade entre as magnitudes destes deslocamentos mostradas na Tabela 46.

É possível notar que apesar do núcleo rígido estar na extremidade inferior de um pavimento tipo com planta com uma dimensão muito maior que a outra, o giro não é tão evidente devido a rigidez proporcionada pelos pilares compostos localizados na região da escada.

A Figura 80 mostra os deslocamentos dos modelos M8DBRB e M11DMRB para a combinação C7.

Figura 80 – Deslocamentos nos modelos M9DBRC e M12DMRC para a combinação C7



Fonte: Autor (2018).

Observa-se novamente que o comportamento das estruturas ao incidir o vento a 0 grau é semelhante, mostrando que os resultados da Tabela 46 são coerentes.

É possível observar que, devido a posição do núcleo rígido no pavimento, em todas as incidências de vento houveram translações e rotações em torno do núcleo.

#### 4.2.4.4. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Edifício

Neste tópico serão analisados os esforços resultantes na base dos pilares do edifício, estes esforços são utilizados para o cálculo dos elementos de fundação.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 47). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf). A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).



Tabela 47 – Esforços verticais e horizontais na base do edifício – M9DBRC e M12DMRC

Elem.	Comb.	M9DBRC			M12DMRC		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	C1	612,4	0,2	4,9	602,9	0,2	5,7
	C3	537,2	0,8	0,3	531,0	0,8	0,3
P2	C1	1117,7	-1,4	9,6	1102,1	-1,3	9,1
	C3	1021,4	-0,2	3,8	1009,1	-0,2	3,7
P3	C1	1244,8	-0,2	11,2	1235,0	-,2	11,1
	C3	1133,8	0,9	4,0	1126,2	0,9	3,9
P4	C1	1182,4	-0,5	12,0	1178,2	-0,5	12,0
	C3	1082,5	0,6	3,3	1079,7	0,6	3,2
P5	C1	1177,4	-0,3	14,0	1175,9	-0,3	14,0
	C3	1069,8	0,9	3,2	1068,8	0,8	3,1
P6	C1	1266,9	-0,7	15,9	1268,1	-0,6	15,9
	C3	1121,5	0,5	3,0	1122,6	0,4	3,1
P7	C1	1161,6	0,7	16,6	1167,1	0,7	16,6
	C3	1012,3	1,7	3,3	1017,2	1,7	3,4
P8	C1	642,6	-1,4	9,6	643,4	-1,4	9,6
	C3	594,4	-0,2	0,3	594,5	-0,2	0,4
P9	C1	647,9	0,9	0,5	635,9	0,9	0,5
	C3	526,0	3,3	-0,2	515,3	3,3	-0,2
P10	C1	613,1	-0,8	13,8	599,6	-0,8	13,7
	C3	370,5	0,0	-1,8	358,7	-0,1	-1,9
P11	C1	653,0	0,9	14,2	651,3	0,9	14,2
	C3	428,0	1,5	-2,5	425,0	1,5	-2,6
<b>P12</b>	<b>C1</b>	<b>679,7</b>	<b>0,3</b>	<b>34,0</b>	<b>702,3</b>	<b>0,0</b>	<b>33,6</b>
	<b>C3</b>	<b>756,8</b>	<b>15,6</b>	<b>-1,3</b>	<b>775,5</b>	<b>15,4</b>	<b>-0,6</b>
P13	C1	910,7	-0,7	3,2	913,3	-0,8	2,8
	C3	985,9	0,3	-2,7	986,0	0,2	-2,9
P14	C1	1105,5	0,1	5,2	1115,7	0,2	5,0
	C3	1213,1	1,0	-2,6	1221,6	1,0	-2,8
P15	C1	443,3	0,8	24,3	458,3	0,8	24,3
	C3	586,5	1,3	3,0	601,3	1,3	2,8
P16	C1	142,6	-6,4	19,6	156,7	-6,3	19,5
	C3	463,3	7,1	-2,1	476,3	6,9	-2,1
P17	C1	213,7	8,7	21,5	217,2	8,7	21,5
	C3	570,2	5,3	1,3	571,8	5,1	1,2
P18	C1	839,5	-1,1	7,4	838,3	-1,1	7,4
	C3	967,4	-0,6	-5,4	956,7	-0,6	-5,3

Fonte: Autor (2018).

Tabela 51 – (Continuação)

Elem.	Comb.	M9DBRC			M12DMRC		
		Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Fz (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)
P19	C1	909,3	0,9	8,1	904,5	0,9	8,1
	C3	1050,2	1,7	-5,2	1046,3	1,6	-5,1
P20	C1	523,6	-0,2	7,4	521,2	-0,2	7,4
	C3	596,9	-0,3	-1,9	594,4	-0,3	-1,8

Fonte: Autor (2018).

Ao visualizar os resultados expostos na Tabela 47, pode-se notar que os esforços verticais e horizontais não sofrem alterações significativas ao modificar a modelagem do núcleo rígido no modelo analisado. Nota-se uma redistribuição de esforços verticais nos pilares periféricos, mas esta redistribuição não altera significativamente a magnitude dos esforços.

Com a modelagem do núcleo rígido por malha de elementos de barra, este elemento estrutural passa a receber um aumento do carregamento vertical se comparada a modelagem por barra única, que gera uma redistribuição do carregamento vertical nos demais pilares da estrutura.

Na Tabela 48, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torção ( $M_z$ ) no núcleo rígido. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento.

Tabela 48 – Esforços de flexão e torção na base do edifício – M9DBRC e M12DMRC

Elem.	Comb.	M9DBRC			M12DMRC		
		$M_x$ (tf.m)	$M_y$ (tf.m)	$M_z$ (tf.m)	$M_x$ (tf.m)	$M_y$ (tf.m)	$M_z$ (tf.m)
P1	C1	-15,0	-0,1	0,0	-16,3	-0,1	0,0
	C3	-1,0	1,4	0,0	-0,7	1,3	0,0
P2	C1	-23,5	-2,0	0,0	-22,8	-1,9	0,0
	C3	-4,2	0,8	0,0	-3,5	0,7	0,0
P3	C1	-29,1	-0,8	0,0	-28,6	-0,8	0,0
	C3	-4,0	1,9	0,0	-3,4	1,7	0,0
P4	C1	-33,9	-1,1	0,0	-33,6	-1,1	0,0
	C3	-2,9	1,6	0,0	-2,6	1,5	0,0
P5	C1	-39,9	-0,9	0,0	-39,7	-0,9	0,0
	C3	-1,9	1,8	0,0	-1,8	1,7	0,0
P6	C1	-45,1	-1,3	0,0	-45,2	-1,2	0,0
	C3	-0,8	1,4	0,0	-1,0	1,3	0,0

Fonte: Autor (2018).

Tabela 52 – (Conclusão)

Elem.	Comb.	M9DBRC			M12DMRC		
		Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Mz (tf.m)
P7	C1	-49,2	0,1	0,0	-49,4	0,1	0,0
	C3	-0,5	2,7	0,0	-0,9	2,5	0,0
P8	C1	-38,9	-1,7	0,0	-39,1	-1,7	0,0
	C3	2,1	0,4	0,0	1,6	0,3	0,0
P9	C1	-1,6	0,2	0,0	-1,6	0,2	0,0
	C3	0,1	8,1	0,0	0,2	7,7	0,0
P10	C1	-38,1	-0,8	0,0	-37,9	-0,8	0,0
	C3	2,3	0,5	0,0	2,5	0,5	0,0
P11	C1	-41,9	0,8	0,0	-41,8	0,8	0,0
	C3	3,7	2,0	0,0	3,7	2,0	0,0
P12	C1	<b>-886,7</b>	<b>27,8</b>	<b>0,0</b>	<b>-1199,6</b>	<b>140,0</b>	<b>10,4</b>
	C3	<b>-114,3</b>	<b>180,1</b>	<b>0,0</b>	<b>-389,2</b>	<b>302,8</b>	<b>0,8</b>
P13	C1	-17,9	-0,6	0,0	-17,0	-0,8	0,0
	C3	1,6	1,1	0,0	2,3	1,0	0,0
P14	C1	-26,8	0,2	0,0	-26,3	0,2	0,0
	C3	1,8	2,3	0,0	2,4	2,3	0,0
P15	C1	-97,1	0,8	0,0	-96,3	0,8	0,0
	C3	-1,8	1,7	0,0	-0,7	1,7	0,0
P16	C1	-62,2	-36,6	0,0	-61,8	-36,5	0,0
	C3	10,8	27,7	0,0	10,5	26,4	0,0
P17	C1	-70,9	47,2	0,0	-70,7	46,9	0,0
	C3	-6,0	23,2	0,0	-5,4	21,6	0,0
P18	C1	-37,5	-1,0	0,0	-37,6	-1,0	0,0
	C3	6,7	0,2	0,0	6,5	0,2	0,0
P19	C1	-41,7	1,0	0,0	-41,9	1,0	0,0
	C3	7,0	2,5	0,0	6,6	2,4	0,0
P20	C1	-36,8	-0,1	0,0	-37,1	-0,1	0,0
	C3	4,1	0,2	0,0	3,6	0,1	0,0

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 48, observa-se que a mudança da modelagem do núcleo rígido não altera consideravelmente os esforços de flexão e torção na maioria dos pilares do edifício, porém no pilar que representa o núcleo rígido (P5), onde a discretização por malha de elementos de barra é considerada, os esforços são alterados, inclusive, acrescentando um novo esforço, a torção.

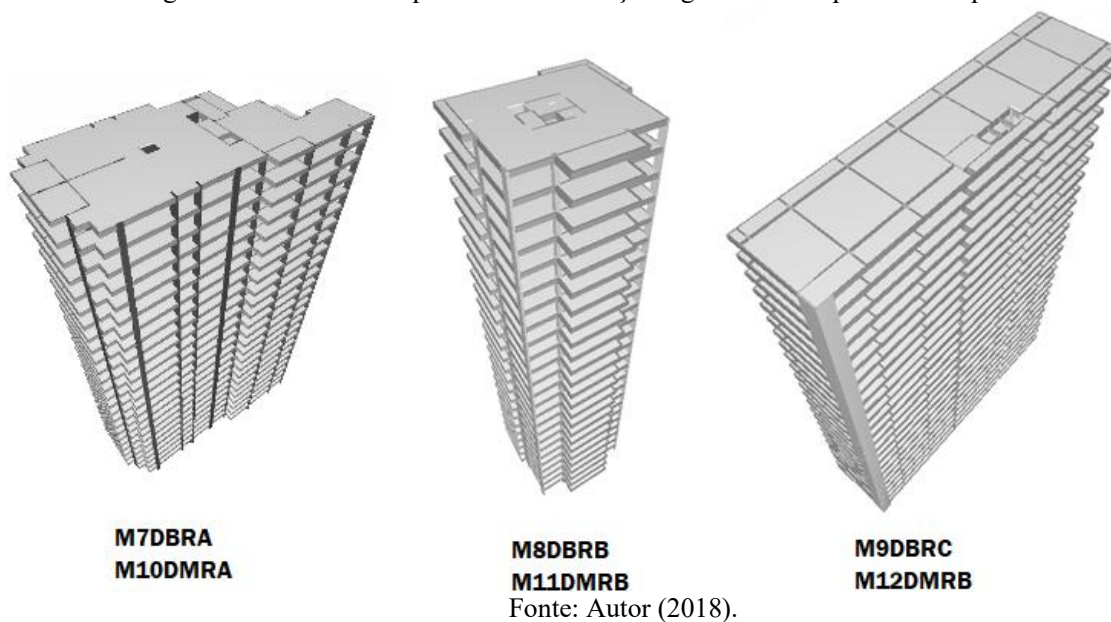
No núcleo rígido, pode-se observar que todos os esforços considerados sofrem alterações significativas ao modificar sua modelagem. Este fato é provocado devido as rotações do pavimento em consequência da posição do núcleo rígido. Neste caso, faz-se necessário o enrijecimento da estrutura ou a mudança do arranjo estrutural para evitar o efeito de torção.

#### 4.2.5. Análise da Mudança de Geometria do Pavimento Tipo

Nesta seção, será realizada a análise da influência das modelagens do núcleo rígido no comportamento do sistema estrutural ao modificar geometria do pavimento tipo do edifício analisado. Esta análise será realizada baseando-se nos resultados quanto à estabilidade global (por meio dos parâmetros  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2M1$ ), ao deslocamento lateral (no topo e entre pavimentos) e à magnitude dos esforços na base do núcleo rígido.

A Figura 81 ilustra os modelos de pavimento tipo analisados.

Figura 81 – Análise comparativa da mudança de geometria do pavimento tipo



##### 4.2.5.1. Análise da Estabilidade Global

A análise da estabilidade global foi realizada separadamente para cada um dos edifícios com pavimentos tipo usuais, neste item realizaremos a comparação entre os resultados expostos anteriormente, como mostrado na Tabela 49.

Tabela 49 – Análise comparativa dos parâmetros de estabilidade global – Edifício usual

Ang. (°)	$\gamma_z$					
	M7DBRA	M8DBRB	M9DBRC	M10DMRA	M11DMRB	M12DMRC
90	1,445	1,171	1,313	1,434	1,170	1,312
270	1,445	1,171	1,313	1,434	1,170	1,312
0	1,258	1,284	1,355	1,260	1,276	1,348
180	1,258	1,284	1,355	1,260	1,276	1,348
$FAV_t$						
90	1,445	1,171	1,323	1,434	1,170	1,317
270	1,467	1,208	1,313	1,445	1,203	1,312
0	1,258	1,295	1,513	1,260	1,284	1,469
180	1,287	1,284	1,355	1,277	1,276	1,348
$RM2M1$						
90	1,504	1,131	1,336	1,470	1,132	1,329
270	1,535	1,216	1,319	1,487	1,207	1,321
0	1,237	1,300	1,492	1,245	1,281	1,452
180	1,294	1,183	1,247	1,278	1,267	1,256

Fonte: Autor (2018).

Por meio da Tabela 49 é possível observar que os modelos M7DBRA e M10DMRA tiveram as maiores magnitudes dos parâmetros de estabilidade global, nota-se que a geometria do pavimento é assimétrica e o núcleo rígido não está localizado no CM do edifício.

Os modelos M9DBRC e M12DMRC também tiveram as magnitudes dos parâmetros de estabilidade global superiores ao limite de 1,30. A geometria deste pavimento é retangular, com uma dimensão muito maior que a outra, e o núcleo rígido está totalmente excêntrico.

Os que obtiveram menores parâmetros de estabilidade foram os modelos M8DBRB e M11DMRB, a geometria do pavimento é praticamente quadrada e o núcleo rígido está próximo ao CM do pavimento.

Com isso, observa-se que à medida que o núcleo se distancia do CM do pavimento, aumentam-se os parâmetros de estabilidade global. E que a depender da forma do pavimento, a posição do núcleo em planta influenciará na rigidez do edifício, conseqüentemente, na magnitude dos parâmetros de estabilidade global.

#### 4.2.5.2. Análise do Deslocamento Lateral

Realizou-se a análise do deslocamento lateral para cada um dos modelos do edifício usual, neste irem será realizada a análise comparativa entre os deslocamentos ao modificar a geometria do pavimento tipo, como mostrado na Tabela 50.

Tabela 50 – Análise comparativa do deslocamento lateral – Edifício usual

Ang. (°)	DESLOCAMENTO NO TOPO (cm)						Limite (cm)
	M7DBRA	M8DBRB	M9DBRC	M10DMRA	M11DMRB	M12DMRC	
90	5,56	1,93	7,53	5,77	1,95	7,56	4,41
270	5,56	1,93	7,53	5,77	1,95	7,56	
0	1,15	3,17	0,91	1,17	3,26	0,91	
180	1,15	3,17	0,91	1,17	3,26	0,91	
DESLOCAMENTO ENTRE PISOS (cm)							
90	0,32	0,10	0,38	0,33	0,10	0,39	0,35
270	0,32	0,10	0,38	0,33	0,10	0,39	
0	0,07	0,17	0,05	0,07	0,18	0,05	
180	0,07	0,17	0,05	0,07	0,18	0,05	

Fonte: Autor (2018).

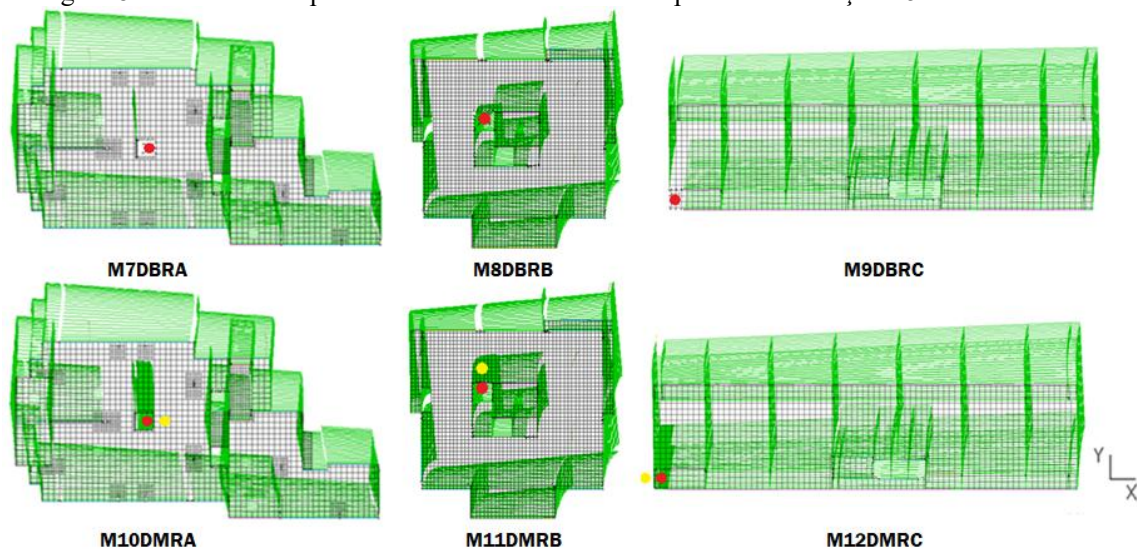
Ao visualizar os resultados de deslocamento no topo do edifício expostos na Tabela 50, é possível observar que os modelos M7DBRA, M9DBRC, M10DMRA e M12DMRC tiveram os deslocamentos no topo e entre piso superiores aos limites estabelecidos por Norma, fazendo-se necessário o enrijecimento destas estruturas.

Outro fato a ser observado é que a estrutura que obteve maior deslocamento foi a dos modelos M9DBRC e M12DMRC, nesta o núcleo está totalmente excêntrico e o pavimento é retangular, com uma das dimensões em planta muito superior a outra.

Os que obtiveram menores deslocamentos foram os modelos M8DBRB e M11DMRB, a geometria do pavimento é praticamente quadrada e o núcleo está localizado próximo ao CM do pavimento.

Para melhor visualização destas afirmações, a Figura 82 mostra a vista superior dos deslocamentos dos modelos analisados para a combinação C5 (vento a 90 graus). O ponto de cor vermelha representa a posição do CM do núcleo e o de cor amarela, que só é considerado quando o núcleo é modelado por malha de elementos de barra, é a posição do CC.

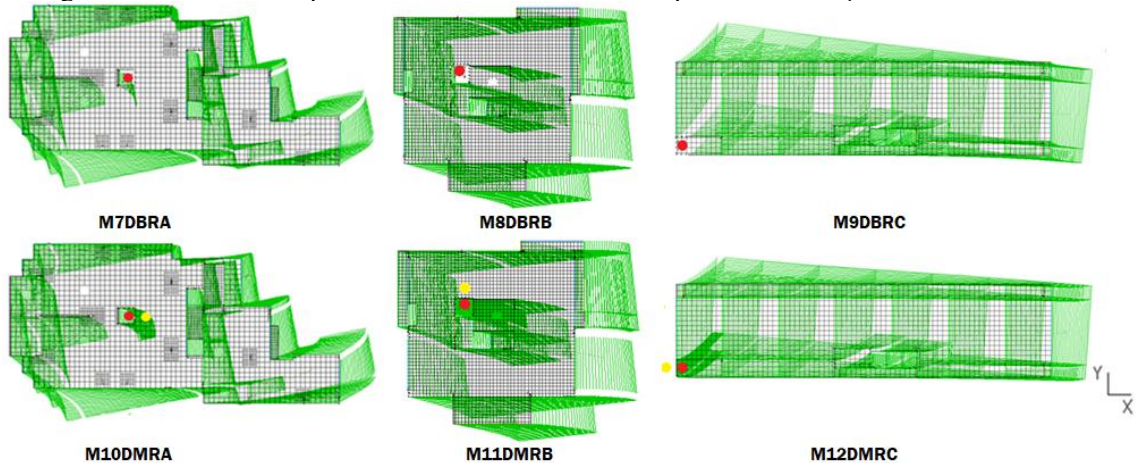
Figura 82 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C5 – Edifício usual



Fonte: Autor (2018).

A Figura 83 ilustra os deslocamentos dos modelos analisados para a combinação C7 (vento a 0 graus).

Figura 83 – Análise comparativa do deslocamento lateral para a combinação C7 – Edifício usual



Fonte: Autor (2018).

Nota-se por meio das Figura 82 e 83 que a mudança da geometria do pavimento e da posição do núcleo rígido, alteram a configuração do giro da estrutura.

#### 4.2.5.3. Análise dos Esforços Resultantes na Base do Núcleo Rígido

Neste item, serão analisados os resultados dos esforços resultantes na base do núcleo rígido quando modificada a geometria do pavimento.

Inicialmente são expostas as magnitudes das forças verticais e horizontais, onde a força na direção Z é o carregamento vertical e nas direções X e Y, os carregamentos horizontais (Tabela 51). As forças mostradas são para as combinações últimas de carregamento C1 e C3, onde na primeira a incidência de vento é a 90 graus e na segunda a 0 grau, pois o comportamento do edifício para as combinações com a incidência a 270 graus e 180 graus é semelhante.

Vale ressaltar que a unidade de medida para os carregamentos verticais e horizontais é a tonelada força (tf).

Tabela 51 – Análise comparativa dos esforços verticais e horizontais na base do núcleo (tf) – Edifício usual

Comb.	M7DBRA			M8DBRB			M9DBRC		
	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
C1	1307,5	0,9	44,2	1150,0	-0,2	12,8	679,7	0,3	34,0
C3	1336,4	14,6	-1,4	980,4	27,8	-3,4	756,8	15,6	-1,3
	M10DMRA			M11DMRB			M12DMRC		
C1	1289,7	0,0	40,2	1151,7	-0,4	12,3	702,3	0,0	33,6
C3	1311,6	13,8	-1,7	977,3	23,8	-4,2	775,5	15,4	-0,6

Fonte: Autor (2018).

Ao comparar os resultados expostos na Tabela 51, verifica-se que ao tornar o núcleo excêntrico, os demais pilares contribuem para a absorção dos esforços, este fato é verificado nos modelos M9DBRC e M12DMRC.

Na Tabela 52, são expostas as magnitudes dos esforços de flexão ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torção ( $M_z$ ) no núcleo rígido. Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento. A unidade de medida para estes esforços é a tonelada força por metro (tf.m).

Tabela 52 – Análise comparativa dos esforços de flexão e torção na base do núcleo (tf.m) – Edifício usual

Comb.	M7DBRA			M8DBRB			M9DBRC		
	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz
C1	-1076,0	-14,5	0,0	-148,9	-14,1	0,0	-886,7	27,8	0,0
C3	40,9	193,0	0,0	63,4	476,4	0,0	-114,3	180,1	0,0
	M10DMRA			M11DMRB			M12DMRC		
C1	-1070,1	-109,0	-21,7	8,8	35,3	0,1	-1199,6	140,0	10,4
C3	144,7	130,2	0,3	250,8	552,2	7,4	-389,2	302,8	0,8

Fonte: Autor (2018).

Ao analisar os resultados expostos na Tabela 52, observa-se que a geometria do pavimento e a posição do núcleo rígido fazem com que os esforços de flexão sejam alterados



consideravelmente. Também é possível observar que os modelos com geometria retangular obtiveram maiores esforços de flexão e de torção.

### 4.3. Considerações Gerais do Capítulo

Neste capítulo foram concebidos doze modelos estruturais de edifícios, onde seis destes foram baseados em um edifício genérico, em que as dimensões do pavimento foram mantidas, alterando-se somente a posição do núcleo rígido. Os demais modelos foram baseados em pavimentos tipo de edifícios usuais com a presença de núcleo rígido, concebidos na cidade de Maceió-AL, onde apenas o pavimento tipo foi considerado. Para todos os edifícios foi mantido o número padrão de vinte e cinco pavimentos, totalizando setenta e cinco metros de altura e, para todos os modelos, o núcleo rígido foi analisado por duas modelagens: barra única e malha de elementos de barra. Realizou-se análises de estabilidade global (por meio dos parâmetros  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2MI$ ), deslocamento lateral (no topo e entre pavimentos) e magnitude dos esforços de flexão e torção na base do edifício, com o intuito de averiguar a influência que a mudança de modelagem deste elemento de contraventamento causa no comportamento estrutural do edifício por meio destes parâmetros.

Inicialmente, analisou-se os parâmetros de estabilidade global,  $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2MI$ . Para os modelos do edifício genérico (M1DBC, M2DBCC, M3DBE, M4DMC, M5DMCC e M6DME), observou-se que à medida que o núcleo se distancia do centro do pavimento há um aumento da flexibilidade da estrutura e conseqüente aumento dos parâmetros de estabilidade global. De maneira semelhante ocorreu para os modelos de edifícios usuais (M7DBRA, M8DBRB, M9DBRC, M10DMRA, M11DMRB e M12DMRC), onde em casos que o núcleo rígido está posicionado com maior excentricidade em relação ao centro do pavimento, houve aumento nos parâmetros de estabilidade global.

Um fato importante a ser evidenciado é a diminuição nos valores dos parâmetros de estabilidade global ao discretizar o núcleo rígido por malha de elementos de barra, que ocorre devido a alteração no momento de segunda ordem das cargas verticais (M2).

Com relação ao deslocamento lateral, houveram resultados interessantes ao modificar a modelagem do núcleo rígido no sistema estrutural. Para os modelos M1DBC e M4DMC, onde o núcleo rígido é posicionado no centro do pavimento, as magnitudes dos deslocamentos encontram-se dentro dos limites de norma, porém as rotações que as estruturas fazem para a incidência de vento a 90 graus têm sentidos diferentes. Entende-se que o giro contrário se dá

devido as posições do CM e do CC, ao discretizar o núcleo rígido por única barra, esta barra é o elemento de maior rigidez na estrutura e é nela que a maioria dos esforços irão incidir; quando este elemento é discretizado por malha de elementos de barra, a seção do núcleo é mantida, considerando-se o CC, sendo este o ponto que servirá como “ponto de torção” da estrutura. Este fato é comprovado nos demais modelos, onde o ponto mais excêntrico, seja ele CM ou CC, é o que promove maior giro da estrutura.

Outro fato a ser analisado em relação ao deslocamento lateral, deve-se a influência do posicionamento do núcleo rígido no pavimento e geometria do pavimento na ocorrência de translações e rotações na estrutura. Foi possível observar que à medida que o núcleo rígido se distancia do CM do pavimento, a estrutura torna-se mais flexível e, conseqüentemente, a estrutura tem maior rotação.

Para a análise das magnitudes das forças verticais e horizontais, observa-se que a alteração na modelagem do núcleo rígido não faz com que estes esforços modifiquem consideravelmente. Nota-se uma redistribuição de esforços verticais nos pilares periféricos, mas esta redistribuição não altera de maneira considerável a magnitude dos esforços. Com a modelagem do núcleo rígido por malha de elementos de barra, este elemento estrutural passa a receber um aumento do carregamento vertical se comparada a modelagem por barra única, que gera uma redistribuição do carregamento vertical nos demais pilares da estrutura.

Na análise dos esforços de flexão e torção na base dos edifícios, pode-se notar que não é possível realizar uma comparação entre as modelagens do núcleo rígido, pois ao modelá-lo por malha de elementos de barra são levados em consideração esforços que na modelagem por única barra não são considerados. O fato de a seção do núcleo ser mantida na discretização por malha de elementos de barra faz com que os esforços sejam aplicados no CC desta seção e não mais no CM. Devido a este fato, passa a existir uma excentricidade do CM para o CC, na discretização por malha de elementos de barra, que gera esforços adicionais que não são considerados quando o núcleo é modelado por única barra.

Em relação a mudança de posicionamento do núcleo rígido, nota-se aumento nos esforços de flexão ao distanciar o núcleo do CM do pavimento. Também foi possível observar que ao existirem translações e rotações nos edifícios os esforços de flexão e torção sofrem alterações consideráveis.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1. Conclusões

O trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido verificando-se os parâmetros de estabilidade global, a deslocabilidade lateral e as magnitudes dos esforços de flexão e torção.

Nas análises do edifício genérico composto por lajes, vigas, pilares e núcleo rígido, variou-se o posicionamento do núcleo rígido no pavimento, considerando-se o núcleo rígido no centro do pavimento, o centro de cisalhamento do núcleo rígido localizado no centro de massa do pavimento e o núcleo rígido totalmente excêntrico. Nas análises dos edifícios usuais, foram buscados pavimentos tipo com geometrias variadas e com a presença de núcleo rígido posicionado de acordo com as imposições arquitetônicas. Em ambas análises, considerou-se o número padrão de vinte e cinco pavimentos, totalizando setenta e cinco metros de altura e modificou-se a modelagem estrutural do núcleo rígido ora por única barra ora por malha de elementos de barra, verificando-se a influência destas modelagens no comportamento estrutural.

Nas análises efetuadas no Capítulo 4, o estudo da estabilidade global para os doze modelos resultou em comportamentos semelhantes, mostrando que as diferentes modelagens do núcleo rígido não alteram de forma considerável as magnitudes dos parâmetros de estabilidade global avaliados ( $\gamma_z$ ,  $FAV_t$  e  $RM2M1$ ). A pequena diminuição dos parâmetros de estabilidade global ao discretizar o núcleo por malhar de elementos de barra ocorreu devido a alteração no momento de segunda ordem das cargas verticais ( $M2$ ). Porém, observou-se que a mudança da posição do núcleo rígido e da geometria do pavimento fazem com que os parâmetros de estabilidade global sofram alterações significativas.

Na avaliação do deslocamento lateral, verificou-se que a modificar a modelagem do núcleo rígido pode gerar rotações em sentidos contrários (como ocorreu para os modelos M1DBC e M4DMC). Outro fato a ser evidenciado é a influência da posição do núcleo rígido no pavimento e da geometria do pavimento na ocorrência de translações e rotações na estrutura. Observou-se que, para uma mesma geometria de pavimento, à medida que o núcleo rígido se distancia do centro de massa deste pavimento, o efeito de torção aumenta.

Na análise das forças verticais e horizontais, nota-se uma redistribuição dos esforços, porém estes não sofrem alterações de magnitudes consideráveis.

Ao avaliar a distribuição dos esforços de flexão e torção na base do núcleo rígido, pode-se notar uma grande divergência entre as modelagens estruturais, onde não se faz possível a comparação entre estas. A consideração da geometria real do núcleo rígido faz com que esforços adicionais sejam gerados devido a excentricidade causada pelo posicionamento do centro de cisalhamento. A manutenção desta geometria também faz gerar o esforço de torção, não considerado na modelagem por única barra. Logo, ao conceber um edifício com a presença de núcleo rígido modelado por uma única barra em seu centro de massa faz com que o projetista realize um arranjo estrutural onde não haja torção, devido a este esforço não ser captado para esta modelagem. Ao modelar este elemento estrutural por uma malha de elementos de barra, a estrutura se aproxima da realidade, fazendo com que os esforços de flexão e torção sejam avaliados com maior rigor.

Por fim, ressalta-se que os resultados obtidos neste trabalho têm o intuito de contribuir com a engenharia de estruturas para esclarecer o comportamento de sistemas estruturais em edifícios altos de concreto armado com a presença de núcleo rígido, quando estes são modelados por única barra ou por malha de elementos de barra. Salienta-se que os resultados apresentados são para os modelos de edifícios analisados ao longo deste trabalho e que para cada novo arranjo estrutural deve ser avaliada a influência que a alteração da modelagem do núcleo rígido causa no comportamento estrutural.

## **5.2. Trabalhos Futuros**

Ainda existem vários aspectos a serem estudados quando se trata de modelagem estrutural de edifícios com a presença de núcleos rígidos. A seguir são citados alguns deles.

- a) Este trabalho utilizou apenas núcleos rígidos com seções em “C”. Com isso, a opção por modelos com núcleos rígidos em seções L, H e E, por exemplo, ou por modelos com pilares-paredes que não tenham seções compostas, é importante para avaliar os resultados em todos os tipos de pilares-parede;
- b) Outra limitação dos modelos de edifícios usuais analisados foi a utilização do pavimento tipo para a verificação. O estudo com a análise de um edifício completo, com todos os pavimentos existentes na estrutura real, seria de grande importância para comprovar os resultados expostos neste trabalho;

- c) O trabalho utilizou a altura-padrão para os edifícios analisados de 75 m, ou 25 pavimentos. É conveniente variar o número de pavimentos para o mesmo modelo, para verificar a influência das modelagens do núcleo rígido no comportamento do sistema estrutural em edifícios com diversas alturas;
- d) Este trabalho não abordou a etapa de dimensionamento das peças. O efeito de torção no edifício causa torção em outros elementos estruturais, como as vigas. É interessante um estudo para abranger a análise do dimensionamento das peças estruturais;
- e) Este trabalho se limitou a utilizar a velocidade característica do vento em Maceió/AL de 30 m/s, seria interessante avaliar os edifícios para as velocidades características de outros Estados;
- f) Atualmente ainda é comum a análise separada da superestrutura e da infraestrutura, admitindo-se que o edifício esteja engastado no solo e este não sofre deformação, ou seja, considera-se o solo como se fosse um corpo extremamente rígido. Logo, são obtidas, nesse engaste, as reações e estas são repassadas para o engenheiro de fundações, para que este realize o projeto da infraestrutura. Porém, o solo não tem este comportamento, ele não é um corpo indeformável, o que torna de grande valia a consideração da interação solo-estrutura. Neste trabalho, os pilares e núcleos foram considerados totalmente engastados na base dos edifícios, vale-se analisar os modelos considerando a interação solo-estrutura;
- g) Na prática do projeto estrutural é comum evitar a torção, realizar a otimização dos arranjos que sofrem este efeito, torna-se um estudo relevante.

## REFERÊNCIAS

ALI, M. M.; MOON, K. S. **Structural developments in tall buildings: current trends and future prospects**. Architectural Science Review, vol. 50.3, pag. 205-223. 2007.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)**. Detroit, 369 p. 1995.

ARAÚJO, T. J. F. **Estudo da ligação viga-pilar em sistema estrutural de concreto considerando a variação da semi-rigidez por meio de parâmetros geométricos da ligação**. 2013. 113 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió – AL. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento**. Rio de Janeiro - RJ. 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro - RJ. 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro - RJ. 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro - RJ. 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro - RJ. 2006.

ALVA, G. M. S; FERREIRA, M. A; EL DEBS, A. L. H. C. Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado. **In: Revista IBRACON de estruturas e materiais**. Vol. 2. No. 4. Dec. São Paulo – SP. 2009.

AVILLA, M. C. **Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra**. 2016. 141 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP. 2016.

BAKER, W. F.; PAWLIKOWSKI, J.J. **Higher and higher: the evolution of the buttressed core**. 2012. Civil Engineering Magazine Archive, Vol. 82, n. 9, outubro de 2012, pag. 58-65.

BECK, H.; KÖNIG, G. **Haltekräfte im skelettbau (Forças de confinamento em estruturas de esqueleto)**. Beton und Stahlbetonbau 62, jan-fev 1967, pp. 7-15. Berlim, 1967. Tradução para o português do Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos em publicação do Instituto de Engenharia.

BERNARDI, D. F. **Um modelo computacional para análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. 2010. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS. 2010.

- BERNARDINO JÚNIOR, C. F. **Avaliação da influência do posicionamento do núcleo de rigidez na estabilidade global de edifícios**. 2011. 85 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió – AL. 2011.
- BRAGUIM, T. C. **Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local**. 2013. 227 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2013.
- BRANSON, D. E. Deflections of reinforced concrete flexural members. In: **Journal of the American Concrete Institute**, n. 6331, p. 637-667. 1966.
- BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 105 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília – MG. 2009.
- CAIANO, D. M. R. C. **Efeitos do empenamento em núcleos de paredes resistentes de edifícios altos de betão**. 2015. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Técnico Lisboa, Lisboa – POR. 2015.
- CAPERGGIANI, E. A. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devido à ação do vento**. 2004. 184 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS. 2004.
- CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 135 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 1995.
- CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de estruturas** – contraventamento de edifícios. Série estruturas, Porto, POR, 2008.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118**. 3a. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2007.
- CASTRO NETO, J. J.; CARVALHO, D. I.; MENDES, A. S. **A estabilidade nos edifícios de múltiplos pavimentos com a adoção de núcleos rígidos**. IX Congresso brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro – BR. 2016.
- CAVALHEIRO, R. **Análise da estabilidade global de edifício em concreto armado com os parâmetros  $\gamma_z$  e  $FAV_t$** . 2016. 99 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco – PR. 2016.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. Supplementary Documents for the first Predraft. **CEB Bulletin n. 189**. Juil. 1988.
- CORELHANO, A. G. B. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. 2010. 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2010.
- COVAS, N.; KIMURA, A. **CAD/TQS – NBR 6118:2003 – Efeitos locais de 2ª ordem em pilares (parte I)**. 2003. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/noticias/400-cadtqs-nbr-61182003-efeitos-locais-de-2o-ordem-em-pilares-parte-i>. Acesso em: 18 de Abril de 2017.

CTBUH. **CTBUH Names Shanghai Tower “Best Tall Building Worldwide” for 2016.** Disponível em: <<http://awards.ctbuh.org/media/best-tall-building-worldwide-2016/>>. Acesso em 15 de Março de 2017.

\_\_\_\_\_. **CTBUH Height Criteria.** Disponível em: <<http://www.ctbuh.org/TallBuildings/HeightStatistics/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx>>. Acesso em 10 de Agosto de 2018.

DAVENPORT, A. G.; ISYUMOV, N. The application of the boundary layer wind tunnel to the prediction of wind loading. **In: proceedings of the international research seminar: wind effects on buildings and structures.** Ottawa, Canada. September 11-15. Vol. 1. pp. 201-230. 1967.

DINIZ, C. W. S. **Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede.** 2017. 130 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió – AL. 2017.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOT, K. S. **Determinação teórico-experimental da relação momento-rotação em ligações viga-pilar de estruturas pré-moldadas de concreto.** V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: Colóquio on the CEB-FIP mc-90, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991. p. 307-324.

FREITAS FILHO, N. P. **Modelagem de pilares parede em edifícios.** 181 p. dissertação (Mestrado em Engenharia Civil / Estruturas), Universidade Federal de Pernambuco, Recife – PE. 2002.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos – teoria e aplicações.** Rio de Janeiro, RJ: Guanabara Dois, 1981.

\_\_\_\_\_. **Técnicas de armar as estruturas de concreto.** São Paulo, SP: Pini, 1995.

GUILARDI, S. L. M. **Sobre os problemas inerentes aos processos discretos na análise de núcleos estruturais.** 196 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Estadual de Campinas, Campinas – SP. 1999.

GOULART, M. S. S. **Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios.** 2008. 127 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ. 2008.

HALLENBRAND, E; JACKOBSSON, W. **Structural design of high-rise buildings.** Master’s dissertatiton. Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden. 2016

ISTRUCTE. **Stability of buildings: parts 1 and 2: general philosophy and framed bracing.** 2014.



JEREMIAS JÚNIOR, A. C. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semi-rígidas.** 2007. 218 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2007.

KHAN, F. R. Recent structural systems in steel for high-rise buildings. **In: Proceedings of the British Constructional Steelwork Association Confereneec on Steel in Architecture.** London: British Constructional Steelwork Association. 1969.

KÜSTER, V. K. J. P. **Estudo do comportamento estrutural de prédios de concreto armado contraventados por núcleo rígido tendo em vista o esforço de torção originado pela ação do vento.** 2014. 113 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP. 2014.

LANGENDONCK, V. T. **Resistência dos materiais: tensões.** Edgard Blücher LTDA., São Paulo, 1971.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas.** 2001. 249 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2001.

MATHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos.** 1. Ed. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda, 2010.

MATIAS JUNIOR, I. G. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes sobre fundações flexíveis.** 1997. 223 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 1997.

MARTINS, C. H. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes.** 2001. 252 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2001.

MEDEIROS, S. R. P. Modelos estruturais de núcleos de edifícios – barra vs. casca. **Jornal TQS News**, n. 39, São Paulo - SP. 2014.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** 2011. 221 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2011.

MORI, D. D. **Os núcleos estruturais e a não-linearidade geométrica na análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos.** 1992. 207 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 1992.

NUNES, V. Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado.** 2011. 152 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2011.

OLIVEIRA, D. M. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118**. 2002. 153 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte – MG. 2002.

OLIVEIRA, D. M. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. 2007. 327 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte – MG. 2007.

OLIVEIRA, J. C. A. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. 2009. 135 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Universidade de Brasília, Brasília – DF. 2009.

PAIXÃO, J. F. M.; ALVES, E. C. **Análise de estabilidade global de edifícios altos**. 2017. REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Vol. 13, Nº 1, junho de 2017, pag. 48-63.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. 2 ed. New York, John Wiley & Sons, 765 p. 1992.

PEREIRA, A. C. O. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. 2000. 163 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2000.

PEREIRA, G. S. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 1997. 111 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 1997.

PEREIRA, R. D. **Edifícios altos – problemas associados e análise estrutural de um caso prático**. 2011. 176 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Politécnico do Porto. 2011.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, n. 19, pag. 171-206. 2002.

POPOV, E. P. **Mecânica de Sólidos**. Pearson Educación, México. 888 p. 2000.

RAMILO, N. M. C. **Modelação de núcleos de edifícios**. 2009. 67 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Técnica de Lisboa, POR. 2009.

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. 2010. 82 p. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS. 2010.

SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016. 218 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia – MG. 2016.

SANTOS, J. S. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios**. Concreto armado e protendido. Oficina de Textos, São Paulo, SP. 127 p. 2017.

SILVA, W. Q. **Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF**. 2010. 148 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP. 2010.

SILVA, W. Q. **Sobre análise não linear geométrica de edifícios considerando o empenamento dos núcleos estruturais e a interação solo-estrutura**. 2014. 190 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2014.

SILVA, R. M. **Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes considerando o efeito P- $\Delta$** . 1989. 249 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 1989.

SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall building structures: analysis and design**. John Wiley & Sons, INC. 289 p. 1991.

SOUZA JÚNIOR, E. **Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos**. 2001. 144 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP. 2001.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall building**. 1st ed. Boca Raton: CRC Press, 2010.

TQS INFORMÁTICA. **Modelo-TQS, ligações flexibilizadas, semi-rígidas, molas, viga-pilar, plastificação, concreto armado**. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/analise-estrutural/95-modelo-tqs>>. Acesso em 02 de Março de 2017.

\_\_\_\_\_. **O que é o sistema CAD/TQS? Pra quê ele serve?** Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/visao-geral/sobre-o-sistema-cadtqs>>. Acesso em 10 de Março de 2017.

\_\_\_\_\_. **Manual do usuário: dominando os sistemas CAD/TQS – análise estrutural**. TQS Informática, v.3, São Paulo, 2017.

\_\_\_\_\_. **Manual do usuário: migração – manual de migração para o TQS 19**. TQS Informática, São Paulo, 2017.

\_\_\_\_\_. **Modelo VI**. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/v16/destaques/modelo-vi-projeto-estrutural>>. Acesso em 12 de Maio de 2018.

VALLIS, B. V; LOREDO-SOUZA, A. M., WATRIN, L. C. **A review of Brazilian wind data**. The 13th Americas Conference on Wind Engineering (13ACWE), Gainesville, Florida – USA, May 21-24, 2017.

VLASOV, V. Z. **Thin-walled elastic beams**. 1961. 493 p. 2d ed. rev. And augm. Translated from Russian [by Y. Schectman]. Jerusalem, Published for the National Science Foundation, Washington, D. C., by the Israel Program for Scientific Translations; [available from the Office of Technical Services, U. S. Dept of Commerce, Washington]. 1961.

VLASOV, B. Z. **Pieces longues em voiles minces**. Paris: Eyrolles, 1962. 655 p.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G.. **Reinforced concrete**. Mechanics and design, 6a ed. Editora: Pearson Prentice Hall, EUA. 2012.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS. 2003.

YAGUI, T. (1971). **Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais**. 1971. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – SP. 1971.

ZALKA, K. A. **Global structural analysis of buildings**. 360 p. E & FN Spon, London. 2000.

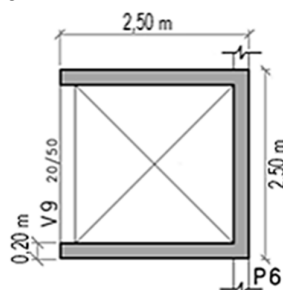
**APÊNDICE**

## APÊNDICE A

Neste apêndice, faz-se a verificação do sistema CAD/TQS utilizando como auxílio o software de elementos finitos Abaqus/CAE 6.13. Lança-se em ambos softwares um edifício modelo com quatro pavimentos tipo. A estrutura é concebida por um núcleo rígido de seção apresentada na Figura 84, por dez pilares retangulares 20 x 60 cm posicionados ao longo de suas faces externas, por vigas de seções regulares 20 x 50 cm e por lajes maciças de 20 cm de altura, como mostrado na Figura 85.

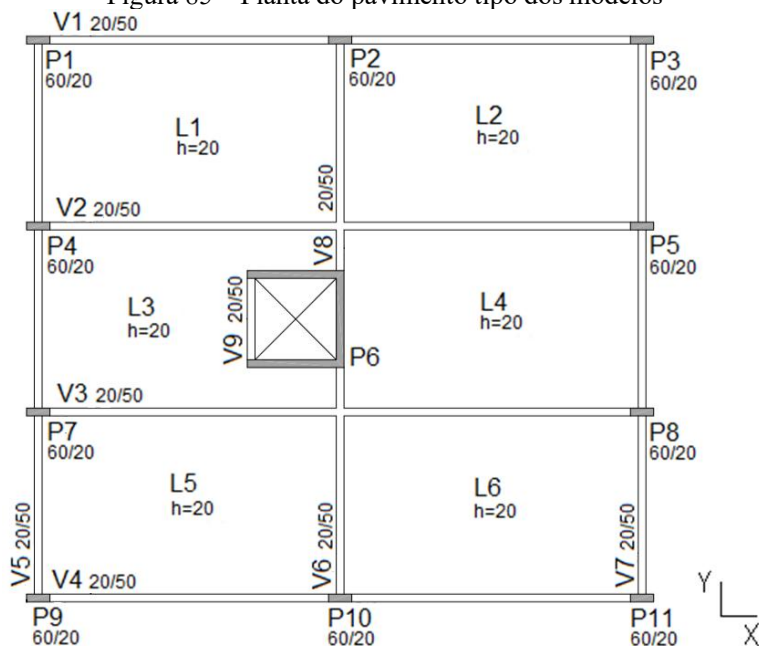
Esse edifício possui planta regular 15,60 x 14,40 m, com o total de quatro pavimentos tipo, onde a distância entre as lajes na vertical é 3,00 m, totalizando 12 m de altura (Figura 86). As dimensões desta estrutura são baseadas no modelo executado por Medeiros (2014), publicado na TQS-NEWS de número 39.

Figura 84 – Dimensões do núcleo rígido



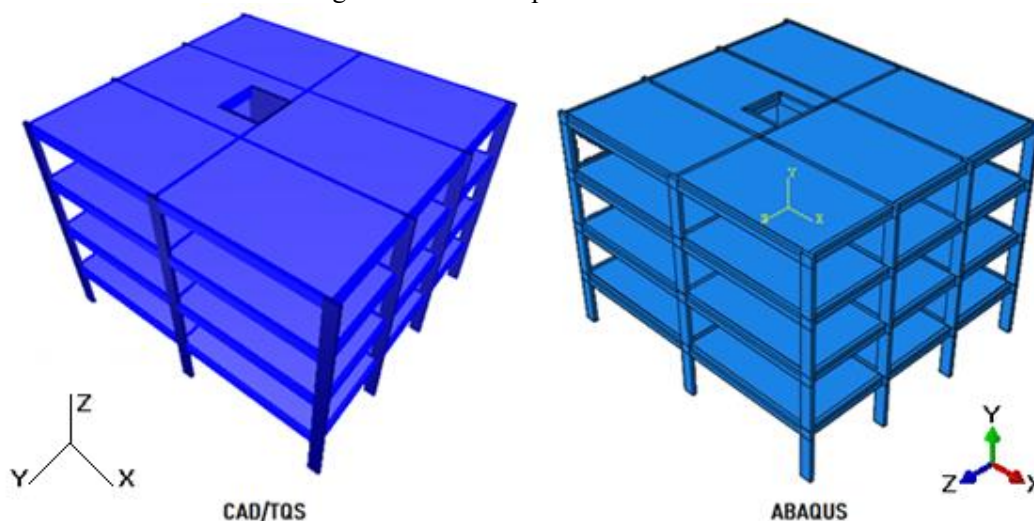
Fonte: Autor (2018).

Figura 85 – Planta do pavimento tipo dos modelos



Fonte: Autor (2018).

Figura 86 – Vista espacial dos modelos



Fonte: Autor (2018).

### A.1. Desenvolvimento do Modelo

Como o software Abaqus/CAE não apresenta unidades, as propriedades devem ser inseridas cuidadosamente. O concreto foi considerado elástico e isotrópico, sendo as características deste material mostradas a seguir.

#### A.1.1. Características dos materiais

Para a análise dos modelos foram utilizados os valores referentes às características mecânicas do concreto indicadas na Tabela 53.

Tabela 53 – Características do concreto na verificação do Abaqus/CAE

<b>Resistência Característica à Compressão (<math>f_{ck}</math>)</b>	<b>Módulo de Elasticidade Longitudinal</b>	<b>Peso Específico (<math>\gamma</math>)</b>	<b>Coefficiente de Poisson (<math>\nu</math>)</b>
35 MPa	33130,00 MPa	25 kN/m <sup>3</sup>	0,2

Fonte: Autor (2018).

#### A.1.2. Considerações da Não Linearidade Física (NLF)

A NBR 6118/2014 propõe a consideração aproximada da NLF para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, tornando-se como rigidez dos elementos estruturais valores indicados na Tabela 54.

Tabela 54 – Rigidez das peças estruturais para consideração da NLF nos modelos

<b>Elemento estrutural</b>	<b><math>(E \cdot I)_{sec}</math></b>
Lajes	$0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
Vigas	$0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
Pilares	$0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

No CAD/TQS estas rigidezes estão inseridas nos critérios do projeto, porém no Abaqus/CAE foi necessária a redução das rigidezes em cada sólido que representa o elemento estrutural inserido (laje, viga e pilar) separadamente.

### A.1.3. Carregamentos Utilizados

#### A.1.3.1. Carregamentos Verticais

Os carregamentos verticais utilizados para os pavimentos tipo do edifício (Tabela 55) correspondem aos valores usuais para edifícios residenciais. Neste edifício, não foram consideradas as cargas de alvenaria.

Tabela 55 – Características de carregamento vertical

<b>Carregamentos Verticais do Pavimento Tipo</b>		
Permanente	Peso Próprio	0,719 tf/m
	Enchimento, revestimento e piso	0,10 tf/m
Acidental		0,15 tf/m

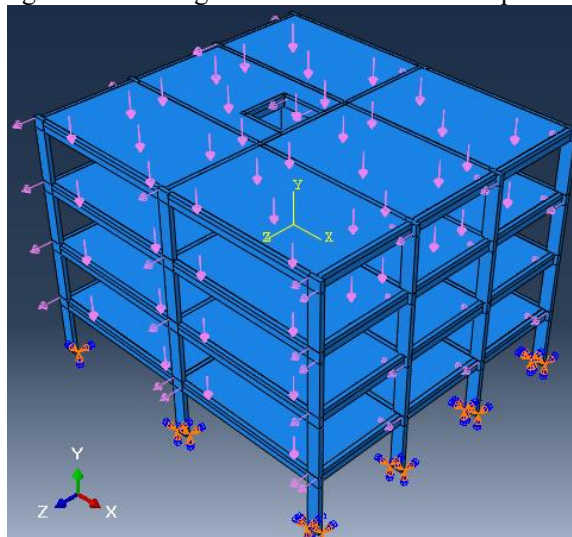
Fonte: Autor (2018).

No CAD/TQS o peso próprio é calculado automaticamente pelo sistema, porém no Abaqus/CAE esta informação tem que ser inserida nos dados de entrada.

Com isso, foram consideradas as cargas acidental, permanente (enchimento, revestimento e piso) e o peso próprio (peso próprio da laje pelo método das charneiras plásticas, peso próprio da viga e peso próprio dos pilares – por lance), para assim serem inseridos no software (Figura 87).



Figura 87 – Carregamentos inseridos no Abaqus/CAE



Fonte: Autor (2018).

#### A.1.3.2. Carregamentos Horizontais

Para consideração da carga de vento no CAD/TQS, tomou-se os seguintes parâmetros para determinação de pressão e dos coeficientes da forma:

- a) Velocidade característica do vento em Maceió/AL: 30 m/s;
- b) Fator topográfico  $S1 = 1,0$  – terreno plano ou fracamente acidentado;
- c) Fator de rugosidade  $S2$ : para a determinação desse fator adotou-se:
  - Categoria de rugosidade IV (terrenos com obstáculos numerosos e poucos espaçados);
  - Classe C (maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m);
- d) Fator estatístico  $S3 = 1,0$ .

As características de carregamento de vento são descritas na Tabela 9.

Tabela 56 – Características de carregamento de vento no CAD/TQS

Ângulo do Vento (°)	Nomenclatura	Coefficiente de Arrasto
90	VENT1	1,51
270	VENT2	1,51
0	VENT3	1,50
180	VENT4	1,50

Fonte: Autor (2018).

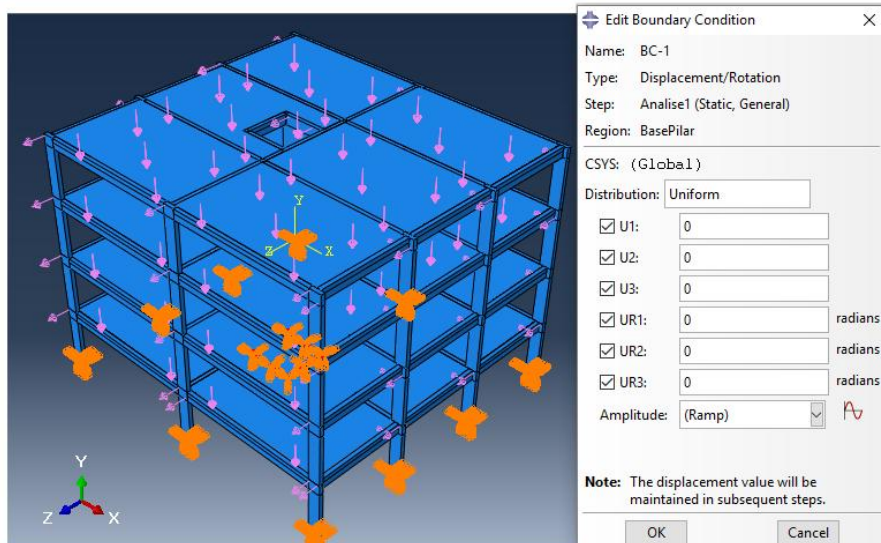
Após o processamento global no CAD/TQS, são gerados os dados das cargas de vento no pórtico espacial deste sistema. Com estes dados, utilizamos a combinação de vento simples

na incidência a 270 graus no estado limite último e multiplicamos este valor por 0,60 para considerar a redução das cargas secundárias adotadas na combinação de ações utilizadas no CAD/TQS. Ou seja, foi considerada apenas uma combinação de carregamento (combinação para o estado limite último com a incidência de vento a 270 graus, pois é o sentido de vento que o edifício é mais flexível) para verificação no software Abaqus/CAE.

#### A.1.4. Condições de Contorno

No sistema CAD/TQS os pilares foram considerados totalmente engastados em sua base e livres no topo. Para considerar esta condição de contorno no Abaqus/CAE, foram selecionadas todas as bases dos pilares, considerando que as seis condições de contorno fossem aplicadas, como ilustrado na Figura 88.

Figura 88 – Condições de contorno adotadas no Abaqus/CAE



Fonte: Autor (2018).

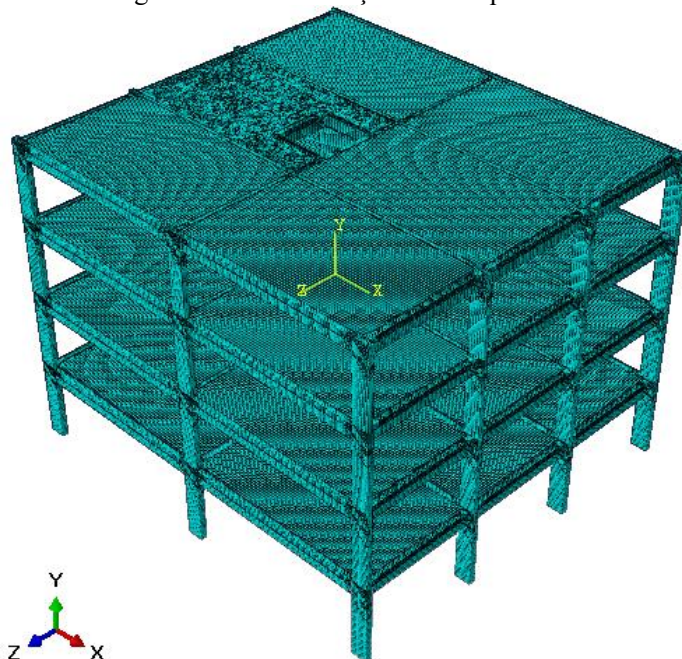
#### A.1.5. Discretização

Para discretização no software Abaqus/CAE é possível utilizar os tipos de elementos quadrático ou linear, representando a ordem de aproximação dos deslocamentos sobre o elemento. Em casos onde há grandes deformações, o elemento quadrático possibilita resultados mais precisos.

Os elementos finitos da malha do modelo tridimensional são elementos cúbicos de 8 nós, C3D8R, com arestas subdivididas em tamanhos mostrados na Tabela 57. O modelo utilizado é considerado sólido deformável com ordem geométrica linear.

Consideramos a hipótese de seção plana no regime de pequenas deformações, utilizamos, no entanto, a função linear para obtenção dos resultados (Figura 89).

Figura 89 – Discretização no Abaqus/CAE



Fonte: Autor (2018).

Outra definição realizada no software Abaqus/CAE é o tamanho dos elementos analisados na discretização. Foram analisados três elementos estruturais: pilar, viga e laje, seus respectivos tamanhos aproximados serão descritos na tabela.

Tabela 57 – Tamanho dos elementos finitos no Abaqus/CAE

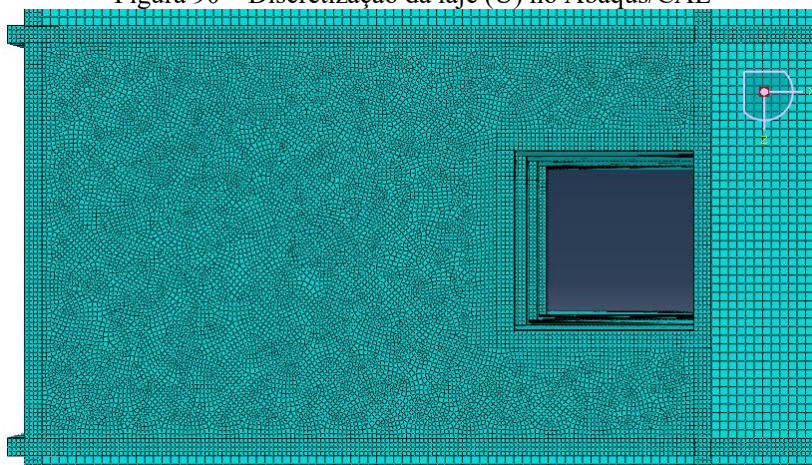
Elemento	Tamanho (m)	Fator de desvio
Pilares	0,05	0,1
Vigas	0,05	0,1
Lajes	0,10	0,1
Laje (U)	0,05	0,1

Fonte: Autor (2018).

O fator de desvio é uma medida de quanto as bordas do elemento se desviam da geometria original.

Para a laje com a presença do núcleo rígido (Laje U) foi necessário refinar a malha, se comparada às demais lajes, devido a presença de abertura nesta laje. Desta forma, tornou-se possível a união dos seus nós aos nós dos demais elementos (vigas e pilares), como pode ser visualizado na Figura 90.

Figura 90 – Discretização da laje (U) no Abaqus/CAE



Fonte: Autor (2018).

## A.2. Resultados

Ao final do processamento dos softwares utilizados (CAD/TQS e Abaqus/CAE), são extraídos os resultados dos deslocamentos no topo dos edifícios e dos esforços resultantes na base dos edifícios.

### A.2.1. Análise do deslocamento lateral

Os deslocamentos laterais no topo dos pilares do edifício modelado no sistema CAD/TQS são mostrados na Tabela 58 a seguir.

Tabela 58 – Deslocamento lateral no topo do edifício modelado no CAD/TQS (cm)

Pilares	Núcleo Disc. Por Barra Única	Núcleo Disc. Por Malha de Barras
	Deslocamentos	Deslocamentos
P1	0,084	0,061
P2	0,092	0,049
P3	0,105	0,034
P4	0,099	0,062
P5	0,117	0,035
P6	0,111	0,051
P7	0,114	0,063
P8	0,129	0,036
P9	0,129	0,066
P10	0,133	0,053
P11	0,141	0,038

Fonte: Autor (2018).

Observa-se uma pequena diferença entre os deslocamentos nos topos dos pilares quando o núcleo rígido é modelado por barra única e quando é modelado por malha de elementos de barra. Nota-se uma diminuição destes deslocamentos a medida que a discretização é refinada.

Na Tabela 59 são mostrados os deslocamentos laterais no topo dos pilares do edifício modelado no software Abaqus/CAE.

Tabela 59 – Deslocamento lateral no topo do edifício modelado no Abaqus/CAE (cm)

<b>Pilares</b>	<b>Deslocamentos</b>
P1	0,043
P2	0,059
P3	0,057
P4	0,023
P5	0,039
P6	0,051
P7	0,034
P8	0,044
P9	0,015
P10	0,010
P11	0,025

Fonte: Autor (2018).

#### A.2.2. Análise dos esforços resultantes

Ao final do processamento, o CAD/TQS possibilita a extração dos esforços na base dos pilares do edifício, cujos resultados são expostos na Tabela 60.

Tabela 60 – Esforços resultantes na base do edifício (CAD/TQS)

<b>Pilares</b>	<b>Núcleo Disc. Por Barra Única</b>			<b>Núcleo Disc. Por Malha de Barras</b>		
	<b>Fz (tf)</b>	<b>Mx (tf.m)</b>	<b>My (tf.m)</b>	<b>Fz (tf)</b>	<b>Mx (tf.m)</b>	<b>My (tf.m)</b>
P1	29,86	-0,06	1,08	30,13	-0,01	1,38
P2	71,98	-0,50	-0,36	71,97	-0,47	0
P3	30,46	-0,03	-1,57	30,15	-0,03	-1,27
P4	58,72	0,09	2,23	58,81	0,13	2,41
P5	69,68	0,15	-3,44	69,648	0,15	-3,24
P6	275,14	33,80	45,90	275,95	35,70	-49,70
P7	59,46	0,02	2,41	58,73	0,06	2,47
P8	69,62	0,06	-3,33	69,73	0,07	-3,20
P9	29,51	0,16	1,39	29,67	0,20	1,47

Fonte: Autor (2018).

Tabela 64 – (Conclusão)

Pilares	Núcleo Disc. Por Barra Única			Núcleo Disc. Por Malha de Barras		
	Fz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Fz (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P10	71,18	0,66	0,01	71,11	0,68	0,11
P11	30,02	0,24	-1,2	29,80	0,24	-1,12

Fonte: Autor (2018).

No software Abaqus/CAE, devido aos elementos estruturais terem sido lançados como sólidos, a saída dos resultados foi em forma de tensões em cada nó, não em esforços solicitantes. Desta forma, tornou-se necessária a utilização do recurso da regressão linear (Figura 91) inserida no Excel para obtenção dos resultados.

Figura 91 – Tensões em cada nó e suas coordenadas global e local para obtenção dos esforços

P1					
Nós	S22 (tf/m <sup>2</sup> )	Xglobal (m)	Zglobal (m)	Xlocal (m)	Zlocal (m)
1	-607,143	0	0	-0,3	-0,1
2	-506,865	0,05	0	-0,25	-0,1
3	-464,83	0,1	0	-0,2	-0,1
4	-437,344	0,15	0	-0,15	-0,1
5	-414,225	0,2	0	-0,1	-0,1
6	-392,64	0,25	0	-0,05	-0,1
7	-371,318	0,3	0	0	-0,1
8	-349,406	0,35	0	0,05	-0,1
9	-326,117	0,4	0	0,1	-0,1
10	-300,49	0,45	0	0,15	-0,1
11	-271,554	0,5	0	0,2	-0,1
12	-237,803	0,55	0	0,25	-0,1
13	-221,521	0,6	0	0,3	-0,1
14	-541,717	0	0,05	-0,3	-0,05
15	-441,864	0,05	0,05	-0,25	-0,05
16	-394,785	0,1	0,05	-0,2	-0,05
17	-363,42	0,15	0,05	-0,15	-0,05
18	-337,537	0,2	0,05	-0,1	-0,05
19	-313,91	0,25	0,05	-0,05	-0,05

RESUMO DOS RESULTADOS	
<i>Estadística de regressão</i>	
R múltiplo	0,984666081
R-Quadrado	0,969567291
R-quadrado ajustado	0,96858559
Erro padrão	26,92544171
Observações	65

ANOVA					
	gl	SQ	MQ	F	F de significação
Regressão	2	1432038,526	716019,2631	987,6408237	9,62851E-48
Resíduo	62	44948,72351	724,9794115		
Total	64	1476987,25			

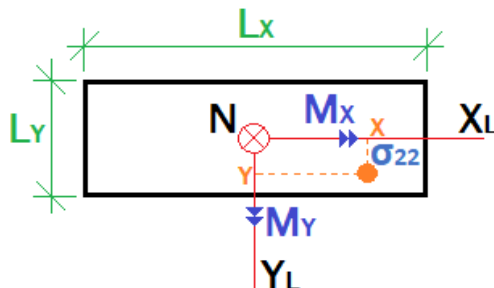
	Coefficientes	Erro padrão	Stat t	valor-P	95% inferiores	95% superiores	Inferior 95,0%	Superior 95,0%
Interseção	-241,5541826	3,339690017	-72,32832431	1,36418E-61	-248,2301278	-234,8782374	-248,2301278	-234,8782374
Xlocal (m)	633,1932171	17,85139403	35,47023925	6,90318E-43	597,5087889	668,8776453	597,5087889	668,8776453
Zlocal (m)	1264,807035	47,23034916	26,77954023	8,81882E-36	1170,394913	1359,219158	1170,394913	1359,219158

Fonte: Autor (2018).

Como resultado da regressão, retiramos os coeficientes necessários para obtenção dos esforços em cada pilar.

Sabendo-se que os pilares do edifício estão sujeitos a flexão composta oblíqua, utilizamos destas equações para resolução do problema (Figura 92).

Figura 92 – Pilar sujeito a flexão composta oblíqua



Fonte: Autor (2018).

A área da seção transversal do pilar retangular é obtida pela seguinte equação.

$$A = L_X \cdot L_Y \quad (14)$$

Os momentos de inércia nas direções x e y são obtidos por meio das equações a seguir.

$$I_X = \frac{L_X \cdot L_Y^3}{12} \quad (15)$$

$$I_Y = \frac{L_Y \cdot L_X^3}{12} \quad (16)$$

Sabe-se que a flexão composta oblíqua nesta seção é obtida utilizando-se a seguinte equação.

$$\sigma_{22} = -\frac{N}{A} + \frac{M_Y \cdot X}{I_{YY}} - \frac{M_X \cdot Y}{I_{XX}} \quad (17)$$

Utilizando-se de métodos matemáticos, obtemos:

$$\sigma_{22} = a_0 + a_1 \cdot X + a_2 \cdot Y \quad (18)$$

Onde, os esforços normal e de flexão são obtidos por meio das seguintes equações.

$$N = -a_0 \cdot A \quad (19)$$

$$M_X = -a_2 \cdot I_{XX} \quad (20)$$

$$M_Y = a_1 \cdot I_{YY} \quad (21)$$

Os coeficientes  $a_0$ ,  $a_1$  e  $a_2$  são obtidos por meio da regressão linear utilizada anteriormente para cada um dos pilares.

Com isso, seguem os resultados obtidos utilizando o software Abaqus/CAE (Tabela 61).

Tabela 61 – Esforços resultantes na base do edifício (ABAQUS/CAE)

<b>Pilares</b>	<b>FZ (tf)</b>	<b>MX (tf.m)</b>	<b>MY (tf.m)</b>
P1	28,99	-0,51	2,28
P2	72,97	-1,57	-0,10
P3	28,63	-0,41	-2,69
P4	55,49	0,17	3,66
P5	71,31	0,21	-5,62
P6	281,84	37,99	5,26
P7	55,52	-0,15	3,83
P8	71,33	0,02	-5,45
P9	29,47	0,54	2,69
P10	72,42	1,67	-1,20
P11	29,48	0,63	-2,41

Fonte: Autor (2018).

### A.3. Considerações Gerais do Apêndice

Neste apêndice realizou-se a análise dos resultados obtidos por meio do software comercial CAD/TQS utilizando-se de um software que utiliza o método dos elementos finitos, o Abaqus/CAE. As verificações realizadas basearam-se nas magnitudes do deslocamento lateral no topo dos pilares e nos esforços resultantes na base do edifício.

Os resultados do deslocamento lateral mostraram que modelar o núcleo rígido por malha de elementos de barra no CAD/TQS faz com que haja proximidade com os resultados obtidos no Abaqus/CAE, como pode ser visualizado na Tabela 62

Tabela 62 – Deslocamento lateral no topo do edifício (cm)

<b>Pilares</b>	<b>CAD/TQS (Barra Única)</b>	<b>CAD/TQS (Malha de Barras)</b>	<b>ABAQUS/CAE</b>
P1	0,084	0,061	0,043
P2	0,092	0,049	0,059
P3	0,105	0,034	0,057
P4	0,099	0,062	0,023
P5	0,117	0,035	0,039
P6	0,111	0,051	0,051
P7	0,114	0,063	0,034
P8	0,129	0,036	0,044
P9	0,129	0,066	0,015
P10	0,133	0,053	0,010
P11	0,141	0,038	0,025

Fonte: Autor (2018).



Na análise dos esforços verticais, para as diferentes modelagens do núcleo rígido no CAD/TQS, suas magnitudes foram semelhantes aos obtidos no software Abaqus/CAE, para todos os pilares do edifício.

Os esforços de flexão nas direções X e Y obtidos no Abaqus/CAE tiveram suas magnitudes sensivelmente superiores às obtidas no sistema CAD/TQS, como pode ser visualizado na Tabela 63.

Tabela 63 – Esforços resultantes na base do edifício

Pilares	CAD/TQS (Barra Única)			CAD/TQS (Malha de Barras)			ABAQUS/CAE		
	Fz	Mx	My	Fz	Mx	My	FZ	MX	MY
P1	29,86	-0,06	1,08	30,13	-0,01	1,38	28,99	-0,51	2,28
P2	71,98	-0,50	-0,36	71,97	-0,47	0	72,97	-1,57	-0,10
P3	30,46	-0,03	-1,57	30,15	-0,03	-1,27	28,63	-0,41	-2,69
P4	58,72	0,09	2,23	58,81	0,13	2,41	55,49	0,17	3,66
P5	69,68	0,15	-3,44	69,648	0,15	-3,24	71,31	0,21	-5,62
P6	275,14	33,80	45,90	275,95	35,70	-49,70	281,84	37,99	5,26
P7	59,46	0,02	2,41	58,73	0,06	2,47	55,52	-0,15	3,83
P8	69,62	0,06	-3,33	69,73	0,07	-3,20	71,33	0,02	-5,45
P9	29,51	0,16	1,39	29,67	0,20	1,47	29,47	0,54	2,69
P10	71,18	0,66	0,01	71,11	0,68	0,11	72,42	1,67	-1,20
P11	30,02	0,24	-1,2	29,80	0,24	-1,12	29,48	0,63	-2,41

Fonte: Autor (2018).

Estes esforços são referentes às combinações últimas de carregamento. A unidade de medida para o esforço vertical é tonelada força (tf), já para os esforços de flexão, a unidade de medida é tonelada força por metro (tf.m).

A divergência entre as magnitudes dos esforços de flexão ocorre devido ao pouco refinamento da malha na discretização no Abaqus/CAE. À medida que a malha de elementos finitos tem um alto grau de refinamento, os resultados da modelagem por malha de elementos de barra tendem a ser mais próximos, por outro lado, o esforço computacional aumenta consideravelmente e devido a esta limitação computacional não foi possível realizar este refinamento. Porém, os resultados são satisfatórios uma vez que comprovam a eficiência dos resultados obtidos no CAD/TQS frente aos obtidos no software de elementos finitos, Abaqus/CAE.