

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Daniele Elisa Benvegnú

**ANÁLISE DA PERFORMANCE DE DIFERENTES
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS ALTOS EM
CONCRETO**

Porto Alegre
2022

DANIELE ELISA BENVENÚ

**Análise da performance de diferentes concepções estruturais em edifícios
altos em concreto**

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

Orientadores: Américo Campos Filho

Paula Manica Lazzari

Porto Alegre
2022

CIP - Catalogação na Publicação

Benvegnú, Daniele Elisa
Análise da performance de diferentes concepções
estruturais em edifícios altos em concreto / Daniele
Elisa Benvegnú. -- 2022.
207 f.
Orientador: Américo Campos Filho.

Coorientadora: Paula Manica Lazzari.

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

1. Edifícios Altos. 2. Sistemas Estruturais. 3.
Concepções Estruturais. 4. Desempenho Estrutural. 5.
ETABS. I. Campos Filho, Américo, orient. II. Lazzari,
Paula Manica, coorient. III. Título.

Daniele Elisa Benvegnú

**ANÁLISE DA PERFORMANCE DE DIFERENTES CONCEPÇÕES
ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS EM CONCRETO**

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

Porto Alegre, 8 de junho de 2022

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo
Orientador

Prof. Paula Manica Lazzari
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientadora

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Bruna Manica Lazzari (PUCRS)
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Fabrício Bagatini Cachuçó (GS CONSULTING ENGINEERS)
Ph.D. pela University of British Columbia

Prof^a. Denise Bernaud Maghous (UFRGS)
Dr^a. pela École Nationale des Ponts et Chaussées

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais pelo apoio e suporte
em todos os sentidos prestados.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, sem eles nada disso seria possível. Gratidão pela vida e pela criação que tive e por todo suporte e apoio necessário e fundamental para concretização dos meus estudos. Este título não é meu, mas de vocês.

Agradeço aos meus orientadores, professor Américo e Professora Paula, por toda ajuda, por terem concordado e incentivado desde o primeiro momento a utilização de um novo *software* e também por sempre se mostrarem disponíveis e prestativos. Foi um prazer e uma grande experiência para mim, esta troca de conhecimentos.

Agradeço a UFRGS pelos anos vividos e pela oportunidade de poder fazer minha graduação e minha pós-graduação numa universidade de excelência.

Agradeço ao PPGEC, aos professores e todas as pessoas envolvidas com o programa, pelos inúmeros aprendizados e trocas neste período.

Agradeço a BM Integrado por todo auxílio prestado. Em especial agradeço aos Engenheiros Eduardo Both e Tiago Wu pela disponibilidade, por tantas conversas e aprendizados recebidos.

Agradeço ao engenheiro Alio Kimura por disponibilizar o *software* TQS, assim possibilitando a validação do presente trabalho, e também pela ajuda e disponibilidade para conversas e soluções de problemas.

Agradeço também ao Engenheiro Douglas Couto por todo auxílio e acompanhamento prestado. Todas as conversas foram enriquecedoras e de muito aprendizado, tanto relativas ao *software*, quando em termos de conhecimentos específicos e aplicados.

Agradeço ainda a Professora Bruna Manica Lazzari e ao Engenheiro Fabrício Bagatini Cachuço, pelos conhecimentos compartilhados e acessibilidade.

Agradeço aos meus amigos pela compreensão, suporte e cuidado contínuo em todo este período de dedicação. Obrigada por não desistirem de mim, vocês são os melhores.

Agradeço ao meu namorado César por todo suporte, cuidado e compreensão prestados. Não menos importante, as guloseimas que me mantinham motivada para a finalização da dissertação. Obrigada por fazer parte deste momento e permanecer.

Agradeço a toda minha família, que em todos momentos mandavam energias positivas e boas vibrações. O apoio e a carinho de vocês foi muito importante.

E, finalmente, obrigada ao CNPQ pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação aos estudos, tornando esta concretização possível.

É necessário que as coisas acabem, para que coisas novas
aconteçam. Um ciclo não pode existir sem o outro.

Eckhart Tolle

RESUMO

BENVEGNÚ, D. E. **Análise da performance de diferentes concepções estruturais em edifícios altos em concreto.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A urbanização e a demanda por centros urbanos crescem cada vez mais. Aliado a estes fatores, ainda se encontra o grande desenvolvimento de tecnologias e materiais, que de forma conjunta aumentam a construção de edifícios altos. Baseado nesta necessidade atual crescente, o presente trabalho busca mostrar as dificuldades encontradas e os principais parâmetros relacionados a edificações deste porte. Nesse sentido, adotou-se um projeto real de uma edificação de aproximadamente 200 metros de altura, e através deste realizou-se um estudo a fim de entender quais sistemas estruturais poderiam ser aplicados e quais os impactos e ganhos associados a cada uma destas escolhas. Os sistemas adotados tiveram como critério de escolha a aplicabilidade em edifícios desta altura e, principalmente, o atendimento ao projeto arquitetônico, sendo este último um dos critérios desafiadores destas estruturas devido ao grande desenvolvimento e arrojamento dos projetos atuais. Todas as análises foram geradas no *software* ETABS utilizando o método dos elementos finitos. Assim, optou-se por iniciar pelo sistema mínimo para esta altura de edificação, partindo do sistema de pórticos externos com núcleos centrais. A partir deste, geraram-se outros modelos como a utilização de simulação de sistema tubular, uso de *outriggers* em um e dois pavimentos e emprego de pórticos internos e troca do sistema inicial de laje. Além destas, também foram feitas alterações nas concepções estruturais, buscando entender os ganhos causados por alterações no núcleo central e nos pilares de canto do edifício. Ainda, foi inferido o ganho no desempenho estrutural da edificação ao se utilizar maior resistência à compressão do concreto em toda edificação. Por meio destas análises, entende-se para cada sistema quais são os parâmetros que recebem aumentos mais significativos e quais os que sofrem perdas. Assim, sabe-se que o uso de *outriggers* consegue diminuir os deslocamentos máximos e relativos, com um consumo de concreto adicional muito baixo, enquanto o sistema de simulação tubular apresenta ótimos valores de ganho nos deslocamentos máximos e relativos, mas com maior consumo de concreto. De mesmo modo, alterações no núcleo também podem causar um grande ganho de consumo, porém além de melhorar o ELS de deslocamentos, mostram aumento significativo nas frequências naturais principais do edifício. Além disso, os modelos com pilares de canto alterados para formato em “L” trazem ganhos muito significativos em relação aos deslocamentos máximos e relativos, apresentando ganho intermediário no consumo de concreto e também no aumento das frequências principais. Ainda, a variação do sistema de lajes e acréscimo de pórticos internos, por si só já retorna em ganho no ELS de deslocamento, mas gera decréscimos da segunda e terceira frequências modais, enquanto, o modelo de alteração de classe de resistência do concreto mostra melhoras tanto no ELS como na análise modal de forma equivalente, devendo-se avaliar o custo atrelado ao uso do mesmo. Assim, pelos resultados apresentados para cada sistema é possível ter referências da variação dos parâmetros e, conforme o projeto e resultados associados, pode-se optar pela utilização do que retorne maior ganho no parâmetro de maior necessidade, seja ele referente à análise modal, ao estado limite de serviço, ao estado limite último ou, ao consumo de materiais.

Palavras-chave: Edifícios Altos. Sistemas Estruturais. Concepções Estruturais. Desempenho Estrutural. ETABS.

ABSTRACT

BENVEGNÚ, D. E. Análise da performance de diferentes concepções estruturais em edifícios altos em concreto. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Urbanization and the demand for urban centers are growing more and more currently. Allied to these factors, there is still the significant development of technologies and materials, increasing the tall buildings constructions. Based on this growing current need, the present work intends to show the difficulties encountered and the main parameters related to buildings of this size. In this sense, an actual building project of approximately 200 meters in height was adopted. This study was carried out to understand which structural systems could be applied and the impacts and gains associated with each choice. The adopted systems had as a choice criterion based on the applicability in buildings of this height and, mainly, the attendance to the architectural project, the latter one of the challenging criteria of these structures due to the significant development and boldness of the current projects. The analyses were carried out using the software ETABS, which is based on the Finite Element Method. Thus, it was decided to start with the minimum system for this building height, starting with the external frame system with central cores. Other models were generated, such as using a tubular system simulation, using outriggers on one and two floors and using internal frames with replacement of the initial slab system. In addition to these, changes were also made to the structural designs, intending to understand the gains caused by changes in the central core and the building corner columns. Still, the building's structural performance gain was inferred when using more significant concrete compression strength in the whole building. Through these analyses, it is understood for each system which parameters receive the most substantial increases and which ones suffer losses. Thus, it is known that the use of outriggers can reduce the maximum and relative displacements with a very low additional concrete consumption. At the same time, the tubular simulation system presents a great value of gain in the maximum and relative displacements, but with higher concrete consumption. Likewise, changes in the core can also cause a considerable growth in consumption. Still, in addition to improving the serviceability limit state (SLS) displacement, they show a significant increase in the main natural frequencies of the building. In addition, the models with corner columns changed to an "L" shape bring very significant gains to maximum and relative displacements, presenting an intermediate gain in concrete consumption and the increase of main frequencies. Also, the variation of the slab system and the addition of internal frames already returns in gain in the serviceability limit state but decreases in the second and third modal frequencies. At the same time, the model of change of concrete strength class shows improvements both in the serviceability limit state and in the modal analysis. The cost linked to its needs to be evaluated. Thus, from the results presented for each system, it is possible to have references of the parameters variation and, according to the project and associated results are possible to choose to use the system that returns the most significant gain in the parameter that you need, whether referring to the modal analysis, the service limit state (SLS), the ultimate limit state (ULS) or the consumption of materials.

Key-words: Tall Buildings. Structural Systems. Structural Conception. Structural Performance.

ETABS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Edifício Monadnock.....	24
Figura 2 – Edifício Comcast Center	24
Figura 3 – Edifício John Hancock	25
Figura 4 - Edifício 111 Shouth Wacker.....	26
Figura 5 – Classificação dos efeitos de segunda ordem	33
Figura 6 - Formatos com cantos arredondados.....	44
Figura 7 - Formatos com cantos com reentrâncias	44
Figura 8 - Formato com afunilamento.....	45
Figura 9 - Edifícios altos concluídos no mundo em 2019	47
Figura 10 - 100 edifícios mais altos do mundo por região	48
Figura 11 - 100 edifícios mais altos do mundo classificados por função.....	48
Figura 12 - 100 edifícios mais altos por material	49
Figura 13 - Classificação quanto à altura	50
Figura 14 - Classificação quanto à esbeltez	51
Figura 15 - Classificação quanto à tecnologia utilizada.....	51
Figura 16 - Classificação de edifícios conforme a altura	52
Figura 17 - Edifício Burj Khalifa	53
Figura 18 - Edifício One Tower	53
Figura 19 – Classificação da altura máxima para diferentes sistemas estruturais.....	56
Figura 20 - Classificação da altura para diferentes sistemas estruturais em concreto e em aço	57
Figura 21 - Classificação de altura para diferentes estruturas interiores.....	58
Figura 22 - Classificação de altura para diferentes estruturas exteriores	59
Figura 23 - Pórtico Rígido: esforços e deformações	60
Figura 24 - Núcleo estrutural.....	62
Figura 25 - Deformadas de parede, pórtico e associação de ambos	62

Figura 26 - Diferentes tipos de contraventamento (<i>diagonal bracing</i>)	64
Figura 27 - Deformadas pela ação lateral do vento em: a) pórtico plano; b) pórtico plano enrijecido; c) associação de pórtico plano com pórtico plano enrijecido	64
Figura 28 - Edifício Acal	66
Figura 29 - Edifício <i>One Maritime Plaza</i>	66
Figura 30 - Sistema estrutural tubular	67
Figura 31 - Efeito <i>shear lag</i> positivo e negativo	69
Figura 32 - Distribuição de tensões axiais em uma edificação com e sem o feito <i>shear lag</i> ...	70
Figura 33 - Edifício <i>The Plaza on Dewitt</i>	71
Figura 34 - Edifício <i>875 North Michigan Avenue</i>	73
Figura 35 - Edifício <i>Goldin Finance 117</i>	74
Figura 36 - Sistema estrutural <i>Goldin Finance 117</i>	74
Figura 37 - Edifício <i>Bank of China Tower</i>	75
Figura 38 - Edifício <i>432 Park Avenue</i>	76
Figura 39 - Edifício <i>Marina 106</i>	77
Figura 40 - Representação do sistema <i>bundled tube</i>	78
Figura 41 - Edifício <i>Willis Tower</i>	79
Figura 42 - Edifício <i>Guangzhou International Finance Center</i>	81
Figura 43 - Edifício <i>170 Amsterdam Avenue</i>	82
Figura 44 - Edifício <i>COR</i>	82
Figura 45 - Edificação <i>Petronas Towers</i>	83
Figura 46 - Melhor localização de <i>outriggers</i> : a) um <i>outrigger</i> ; b) dois <i>outriggers</i> ; c) três <i>outriggers</i> ; d) quatro <i>outriggers</i>	85
Figura 47 - Edifício <i>Shangai World Financial Center</i>	86
Figura 48 - Edifício <i>Shanghai Tower</i>	87
Figura 49 - Edifício <i>Tower Palace Three</i>	88
Figura 50 - Deslocamento lateral máximo em edificações com torção para <i>diagrids</i> e <i>braced tubes</i>	89
Figura 51 - Planta baixa do pavimento tipo	92

Figura 52 - Corte arquitetônico em toda altura do edifício	93
Figura 53 - Juntas de dilatação e denominação dos setores	94
Figura 54 - Graus de liberdade de um nó de pórtico	102
Figura 55 - Eixos locais do elemento de barra	102
Figura 56 - Esforços internos no elemento de barra.....	103
Figura 57 - Entrada de dados para elementos frame	104
Figura 58 - Elemento <i>shell</i> quadrangular	105
Figura 59 - Elemento <i>shell</i> triangular	106
Figura 60 - Eixos locais do elemento <i>shell</i>	107
Figura 61 - Indicação das tensões e direções principais do elemento de casca.....	107
Figura 62 - Entrada de dados para definição das seções das paredes.....	108
Figura 63 - Entrada de dados para definição das seções das lajes.....	109
Figura 64 – Plano médio e posicionamento dos elementos.....	110
Figura 65 - Ligação de viga e laje através da conexão <i>offset</i>	110
Figura 66 - Trecho rígido na interseção de vigas e pilares.....	111
Figura 67 - Deslocamentos relativos ao diafragma rígido.....	113
Figura 68 - Uso do elemento link	115
Figura 69 - Malha dos pilares parede para análises globais	116
Figura 70 - Malha das lajes.....	117
Figura 71 - Edifício modelado no ETABS	124
Figura 72 - Edifício modelado no TQS	124
Figura 73 - Deslocamento máximo por pavimento: modelo original x modelo referência....	129
Figura 74 - <i>Drift</i> por pavimento: modelo original x modelo referência.....	129
Figura 75 - Passo a passo dos elementos inseridos no modelo de simulação tubular	132
Figura 76 - Deslocamento máximo por pavimento nos modelos de simulação tubular.....	133
Figura 77 - Pilares com seções alteradas	136
Figura 78 - <i>Drift</i> entre pavimentos: modelo de simulação tubular verificado x referência....	137

Figura 79 - Indicação da locação dos elementos de outriggers por modelos	139
Figura 80 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com <i>outrigger</i> único.....	140
Figura 81 - <i>Drift</i> por pavimento: modelo <i>outrigger</i> único x modelo referência	143
Figura 82 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos <i>outrigger</i> duplo x modelo referência	146
Figura 83 - Posicionamento dos elementos <i>outriggers</i> duplos.....	148
Figura 84 - Elementos <i>outrigger</i> duplo com aumento de espessuras	148
Figura 85 - <i>Drift</i> por pavimento: modelo <i>outrigger</i> duplo verificado x modelo referência ...	149
Figura 86- Incrementos adicionados aos modelos relativos às alterações dos pilares de canto	152
Figura 87 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com alteração dos pilares de canto x modelo referência.....	153
Figura 88 - <i>Drift</i> por pavimento para o modelo com alterações nos pilares de canto	154
Figura 89 - Posicionamento dos elementos relativos ao modelo do núcleo estendido.....	156
Figura 90 - Posicionamento dos elementos com espessura aumentada em Y.....	156
Figura 91 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com alterações no núcleo central x modelo referência	157
Figura 92 - <i>Drift</i> por pavimento modelo de alterações no núcleo verificado x referência.....	159
Figura 93 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com variação de resistência à compressão x modelo referência.....	162
Figura 94 - Deslocamento máximo por pavimento: modelo de laje maciça x modelo referência	165
Figura 95 - Variação dos deslocamentos máximos de todos os modelos em relação ao referência	168
Figura 96 - Variação dos <i>drifts</i> de todos os modelos em relação ao referência	169
Figura 97 - Variação do volume de concreto de todos os modelos em relação ao referência	170
Figura 98 - Variação das três primeiras frequências modais de todos os modelos em relação ao referência	171

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Edifícios altos em regiões até 1982.....	46
Tabela 2 - Edifícios altos em regiões até 2006.....	47
Tabela 3 - Módulos de deformação	95
Tabela 4 - Cobrimentos adotados para cada elemento estrutural	96
Tabela 5 - Carregamentos adotados em cada pavimento	97
Tabela 6 - Carregamento permanente das vedações.....	99
Tabela 7 - Comparações entre análises lineares e não lineares	120
Tabela 8 - Comparação modelo TQS x ETABS	125
Tabela 9 – Parâmetros de análise: modelo original x modelo referência.....	130
Tabela 10 - Análise modal: modelo original x modelo referência	130
Tabela 11 - Parâmetros de análise para os modelos de simulação tubular.....	133
Tabela 12 - Parâmetros de análise para modelo de simulação tubular verificado.....	137
Tabela 13 - Análise modal do modelo de simulação tubular verificado	137
Tabela 14 - Parâmetros de análise para modelos com <i>outrigger</i> único – variação da disposição em planta.....	140
Tabela 15 – Parâmetros de análise para modelos com <i>outrigger</i> único – variação de espessura	142
Tabela 16 - Parâmetros de análise para modelos com <i>outrigger</i> único – variação da posição	142
Tabela 17 - <i>Drift</i> máximo para o modelo com <i>outrigger</i> único	144
Tabela 18 - Análise modal modelo de <i>outrigger</i> único	144
Tabela 19 - Parâmetros de análise para os modelos de <i>outrigger</i> duplo	146
Tabela 20 - Parâmetros de análise <i>outriggers</i> duplos verificados	148
Tabela 21 - <i>Drift</i> máximo para o modelo de <i>outrigger</i> duplo verificado	149
Tabela 22 - Análise modal do modelo de <i>outrigger</i> duplo verificado.....	150
Tabela 23 - Parâmetros de análise para os modelos com alteração dos pilares de canto	153
Tabela 24 - <i>Drift</i> máximo do modelo com alterações nos pilares de canto	154

Tabela 25 - Análise modal para o modelo com alterações nos pilares de canto	155
Tabela 26 - Parâmetros de análise dos modelos com alterações no núcleo central.....	157
Tabela 27 - Parâmetros de análise do modelo de alterações no núcleo verificado	159
Tabela 28 - Análise modal do modelo de alterações no núcleo verificado	160
Tabela 29 - Parâmetros de análise modelos com variação de resistência à compressão.....	162
Tabela 30 - Análise modal para o modelo com concreto de classe de resistência C55	163
Tabela 31 -Parâmetros de análise para o modelo de laje maciça	165
Tabela 32 - Análise modal do modelo de laje maciça.....	166
Tabela 33 - Comparação final de todos os modelos.....	167

LISTA DE SIGLAS

CTBUH – Council on Tall Buildings and Urban Habitat

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

DRIFT – Deslocamento relativo entre pavimentos

LISTA DE SÍMBOLOS

I – LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A_0 - área arbitrária de referência (m^2)

A_e - área frontal efetiva (m^2)

A_i - área de influência correspondente à coordenada i (m^2)

C_1 - coeficiente determinado segundo o valor de λ

C_2 - coeficiente que assume valor de 0,6

C_a - coeficiente de arrasto

C_{ai} - coeficiente de arrasto para a coordenada i

D - dimensão característica

E_{ci} - módulo de elasticidade longitudinal (MPa)

F_a - força de arrasto global na direção do vento (N)

$F_{d,ser}$ - valor de cálculo das ações para combinações de serviço

F_d - valor de cálculo das ações para combinação última

F_{gk} - ações permanentes diretas

F_H - força referente à parcela flutuante (N/m)

F_i - força na direção longitudinal do vento (N)

\bar{F}_i - força média na direção da coordenada i (N)

$F_{i,j}$ - força total devida ao vento na direção da coordenada i , para o modo de vibração j (N)

$\hat{F}_{i,j}$ - força flutuante, na direção da coordenada i , para o modo de vibração j (N)

F_L - força estática equivalente por unidade de altura atuando no terço superior devido ao desprendimento de vórtices

$F_{q1,k}$ - valor característico das ações variáveis principais diretas

F_{q1k} - ação variável direta principal

F_{qjk} - demais ações variáveis diretas

F_r - fator de rajada variável com a classe da edificação

$F_{t,i}$ - força na direção transversal do vento (N)

$F_{\varepsilon gk}$ - ações indiretas permanentes

$F_{\varepsilon qk}$ - ações variáveis indiretas

H - altura da estrutura (m)

L - dimensão característica (m)

M - massa média por unidade de altura do terço superior (kg/m)

N - número de coordenadas discretizadas

S_1 - fator topográfico

S_2 - fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 - fator estatístico

S_t - número de Strouhal

T - período de liberação de vórtices (s)

T - período natural (s)

V - velocidade média do vento na cota do topo do edifício (m/s)

V_0 - velocidade básica do vento (m/s)

V_k - velocidade característica do vento (m/s)

\bar{V}_p - velocidade de projeto (m/s)

II – LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

a - aceleração máxima (m/s²)

b - fator que varia com as categorias de rugosidade do terreno

f - frequência natural (Hz)

f₁ - frequência natural de vibração (Hz)

f_{ck} - resistência característica do concreto (MPa)

m_i - massa discreta referente à coordenada i

m_o - massa arbitrária de referência

p - expoente da lei potencial do perfil de velocidades média do vento

q - pressão dinâmica (N/m²)

q_H - pressão dinâmica correspondente à velocidade V_H

\bar{q}_o - pressão dinâmica (N/m²)

u - deslocamento em determinado nível devido à resposta flutuante (m)

x_i - deslocamento correspondente a coordenada i (m)

z - nível acima do terreno (m)

z_i - cota da coordenada i (m)

z_{ref} - altura de referência, z_{ref} = 10 m

III – LETRAS GREGAS

α_E - coeficiente variável com o tipo de agregado

β - razão de amortecimento crítico

γ_{f1} - coeficiente que considera a variabilidade das ações

γ_{f2} - coeficiente que considera a simultaneidade das ações

γ_{f3} - coeficiente nas aproximações feitas em projeto e na execução do ponto de vista das solicitações

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ - coeficientes relativos a $\gamma_1 \times \gamma_3$

λ - relação altura diâmetro (H/D)

ξ - fator de amplificação dinâmica

ρ - densidade do ar (1,25 kg/m³)

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$ - coeficientes relativos a γ_2

Ψ_1 - fator de redução da combinação frequente para ELS

Ψ_2 - fator de redução da combinação quase permanente para ELS

ψ_i - razão entre massas m_i e m_o

ω - frequência angular (rad/s)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
1.1 MOTIVAÇÃO.....	23
1.2 OBJETIVO	26
1.3 DELIMITAÇÕES.....	27
1.4 Delineamento do Trabalho	28
2 FUNDAMENTOS DO PROJETO DE EDIFÍCIOS ALTOS.....	30
2.1 CONTEXTO GERAL DO PROJETO DE EDIFÍCIOS.....	30
2.2 NÃO LINEARIDADE E ESTABILIDADE	32
2.3 VENTO EM EDIFICAÇÕES ALTAS.....	35
2.3.1 Forças estáticas	36
2.3.2 Efeitos dinâmicos	37
2.3.2.1 Resposta na direção longitudinal do vento	38
2.3.2.2 Resposta na direção transversal do vento	41
2.3.2.3 Acelerações máximas	42
2.3.3 Peculiaridades e considerações pertinentes	43
3 EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS ALTOS	46
3.1 HISTÓRICO	46
3.2 CLASSIFICAÇÃO	50
3.3 CONTEXTUALIZAÇÃO	54
3.4 DIFERENTES SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	56
3.4.1 Pórticos Rígidos (<i>rigid frame</i>).....	59
3.4.2 Núcleos estruturais (<i>shear wall</i>).....	61
3.4.3 Pórtico com núcleo central (<i>rigid frame and shear wall</i>).....	62
3.4.4 Diagonais de contraventamento (<i>diagonalised, braced</i>)	63
3.4.5 Tubular (<i>framed tube</i>).....	67
3.4.6 Tubular com diagonais (<i>Braced tube</i>)	71
3.4.7 <i>Braced Megatubes</i>	73
3.4.8 <i>Tube-in-tube</i>	75
3.4.9 <i>Bundled tube</i>	77
3.4.10 <i>Diagrids</i>	79
3.4.11 <i>Superframe</i>	82
3.4.12 <i>Outriggers</i>	83
3.4.13 <i>Belt/bandage systems</i>	87

3.5 INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE DIFERENTES SISTEMAS ESTRUTURAIS	88
4 PROJETO DE ESTUDO	91
4.1 DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DO PROJETO.....	91
4.2 CARREGAMENTOS E CONSIDERAÇÕES	94
5 CONSIDERAÇÕES PERTINENTES À MODELAGEM.....	101
5.1 TIPOS DE ELEMENTOS EMPREGADOS	101
5.1.1 Elementos <i>frame</i>	101
5.1.2 Elementos <i>shell</i>	104
5.2 FERRAMENTAS E CONSIDERAÇÕES EMPREGADAS RELATIVAS AO ETABS	109
5.2.1 Conexões <i>offset</i>	109
5.2.2 Trecho rígido	111
5.2.3 Diafragma rígido.....	112
5.2.4 Efeito P-Delta	113
5.2.5 Elemento <i>link</i>	114
5.2.6 Malhas	115
5.3 COMBINAÇÕES DE CARGA.....	117
5.3.1 Combinações em estado limite último	118
5.3.2 Combinações em estado limite de serviço.....	119
5.4 ANÁLISES REALIZADAS.....	120
5.4.1 Análises lineares e não lineares	120
5.4.2 Análise não linear sequencial construtiva	121
5.4.3 Análise linear modal.....	121
5.5 PARÂMETROS DE ANÁLISE.....	122
5.6 VALIDAÇÃO DO MODELO ORIGINAL	124
6 CONCEPÇÕES E SISTEMAS ESTRUTURAIS ESTUDADOS.....	127
6.1 MODELO ORIGINAL X MODELO REFERÊNCIA	128
6.2 SIMULAÇÃO DE SISTEMA TUBULAR EXTERNO	131
6.3 OUTRIGGER	138
6.3.1 <i>OUTRIGGER</i> EM UM PAVIMENTO.....	138
6.3.2 <i>OUTRIGGER</i> EM DOIS PAVIMENTOS.....	145
6.4 ALTERAÇÕES DOS PILARES DE CANTO.....	151
6.5 ALTERAÇÕES NO NÚCLEO CENTRAL.....	155
6.6 DIFERENTES CLASSES DE RESISTÊNCIA PARA O CONCRETO	161
6.7 PÓRTICOS INTERNOS E EXTERNOS COM LAJE MACIÇA	163
6.8 COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS	166

7 CONCLUSÕES.....	172
REFERÊNCIAS	175
APÊNDICE A – CENTRO DE MASSA.....	182
ANEXO A – FORÇAS DO VENTO	184
ANEXO B – PLANTA DE FORMAS DO MODELO REFERÊNCIA	198

1 INTRODUÇÃO

Segundo a Organização das Nações Unidas (ONU), em 2019, 55% da população mundial vivia em áreas urbanas. A previsão é de um aumento dessa proporção para 70% até 2050. Além disso, a população, em nível brasileiro, também se encontra concentrada em centros urbanos, conforme dados do Censo 2010 do IBGE. Esta alta demanda por centros urbanos interfere diretamente na necessidade de novas habitações e, conseqüentemente, devido à limitação do espaço horizontal, na verticalização destas. Nesse contexto, a construção de edifícios cada vez mais altos mostra-se em crescente desenvolvimento e expansão.

Aliado a isso, outros fatores, como o desenvolvimento dos materiais, tecnologias de construção e sistemas estruturais, possibilitaram o aumento da construção de arranha-céus nas últimas décadas (ZHOU; LUO; LI, 2018). Um exemplo é a produção de concretos mais resistentes que possibilitam projetar e executar elementos mais esbeltos. A NBR 6118 (ABNT, 2014), por exemplo, estendeu a aplicabilidade de suas recomendações para concretos de classes de 55 MPa até 90 MPa.

As edificações altas requerem um sistema resistente aos carregamentos horizontais do vento, enquanto edifícios de menor altura podem absorver a estes através do sistema resistente ao carregamento vertical. Além disso, edifícios altos necessitam de componentes mais robustos do que os empregados em edificações baixas para resistir aos carregamentos gravitacionais, especialmente nos pavimentos inferiores (FORABOSCHI; MERCANZIN; TRABUCCO, 2014). Assim, a consideração mais importante na concepção destas estruturas se refere à resposta do vento. Os limites são controlados, geralmente, por deslocamentos entre pavimentos (*drift*) e conforto do usuário, sendo este último associado às acelerações provindas da excitação dinâmica ocasionada pelo vento.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 11.4.1.2, recomenda a consideração dos esforços solicitantes da ação do vento na estrutura. Ao levar-se em conta estas ações horizontais, as análises de estabilidade tornam-se mais complexas, devido ao fato de que estas ações horizontais resultam em deslocamentos que fazem surgir os efeitos de segunda ordem na estrutura. Atualmente, o avanço da tecnologia computacional acarreta na realização mais rápida de tais análises e com a devida precisão.

Além das necessidades estruturais, as edificações altas passaram a incorporar grandes inovações arquitetônicas. Assim, para suprir a demanda mundial crescente de edifícios altos, aliando concepção estrutural com arquiteturas mais arrojadas, o presente trabalho busca analisar um projeto real, a ser executado na cidade de Balneário Camboriú, a fim de comparar diferentes possibilidades e eficiências de sistemas estruturais, buscando melhor entender procedimentos, etapas e peculiaridades de projeto e execução de edificações altas.

Na sequência do presente capítulo é indicada a motivação pelo tema abordado, além dos objetivos e delimitações do mesmo.

1.1 MOTIVAÇÃO

A falta de área construtiva urbana, aliada a satisfazer a necessidade de ocupação, fazem com que o mercado de edificações altas continue se expandindo. A grande questão neste tipo de construção gira em torno do atendimento conjunto do desempenho estrutural e do projeto arquitetônico. Assim, desde o surgimento dos primeiros edifícios, foram sendo criados diferentes sistemas estruturais, a fim de satisfazer a segurança quanto aos esforços atuantes e deslocamentos existentes. Com o passar dos anos, as alturas médias foram crescendo e as normas foram sendo mais criteriosas em relação a alguns parâmetros, como o de estabilidade. Assim, foram surgindo diferentes concepções, além de melhorias e desenvolvimento das já existentes, de forma a cumprir os critérios normativos de segurança e conforto e atender aos novos *designs* arquitetônicos.

Conforme mencionado, os sistemas estruturais utilizados em edifícios altos foram evoluindo com o tempo e podem ser categorizados através do tempo e tipo. Inicialmente, as edificações eram construídas e sustentadas por paredes, como por exemplo, o edifício Monadnock, apresentado na Figura 1, construído entre 1889 e 1893, em Chicago, com 17 pavimentos.

Figura 1 – Edifício Monadnock



(fonte: WIKIPEDIA, 2021)

Depois disso, com a utilização do aço, foi a vez da construção com pórticos, sendo estes, por muitas vezes, preenchidos com tijolos de barro ou concreto, de modo a aumentar a rigidez. Um exemplo recente de tal construção é mostrado na Figura 2, referente ao Comcast Center, localizado na Filadélfia, o qual possui 297 metros de altura e 58 pavimentos.

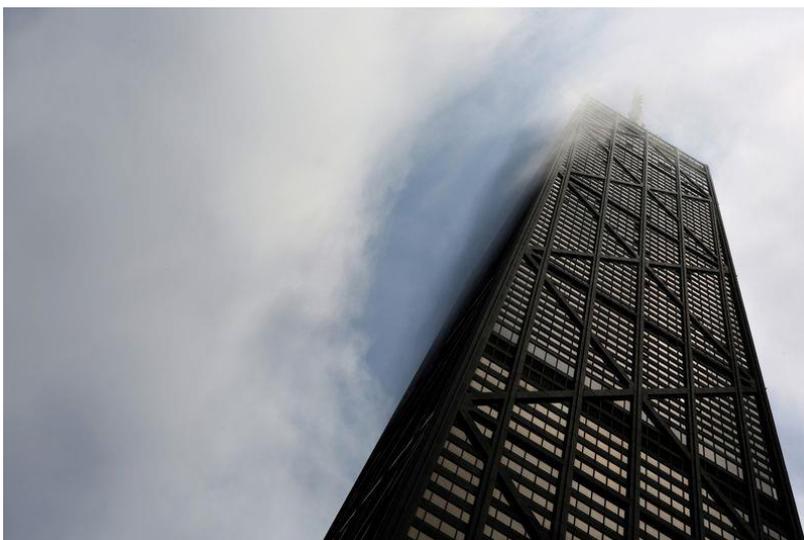
Figura 2 – Edifício Comcast Center



(fonte: WIKIPEDIA, 2021)

Entre as décadas de 60 e 70, as edificações altas começaram a evoluir para um novo sistema com a utilização de diagonais externas (*braced systems*). Assim, começaram a ser aliadas arquitetura e estrutura. Um dos mais conhecidos da época é o edifício John Hancock, ilustrado na Figura 3, localizado em Chicago, que teve início de construção no ano de 1965, possuindo 344 metros e 100 andares. Fazlur Rahman Khan foi um de seus projetistas e é um dos grandes nomes no desenvolvimento conjunto de estrutura e arquitetura em edificações altas.

Figura 3 – Edifício John Hancock



(fonte: CHICAGO TRIBUNE, 2021)

Posteriormente, passou-se para incorporação de núcleos centrais para obtenção de maior rigidez. Os mesmos costumam ficar alocados nas caixas dos elevadores ou escadas, portanto não impactam na arquitetura interior e nem nas fachadas. Um exemplo é apresentado na Figura 4, o prédio comercial 111 South Wacker, concluído em 2005, em Chicago, com 208 metros de altura e 51 pavimentos.

Figura 4 - Edifício 111 Shouth Wacker



(fonte: TELOS GOAL-DRIVEN REAL ESTATE SERVICES, 2021)

Devido à necessidade de maior rigidez, os sistemas passaram, então, a incorporar *outriggers*, mega pilares, entre outros elementos. Além disso, os sistemas mais antigos foram reformulados e continuam a ser utilizados de forma mais atual e conjunta com mais sistemas integrados no mesmo edifício (TAMBOLI, 2014).

Dessa forma, não existe uma solução estrutural única a ser empregada em um projeto real. Porém, conforme a altura da edificação, alguns sistemas estruturais apresentam-se mais adequados que outros, tanto em termos de custos como de desempenho. Assim, o presente trabalho busca mostrar a eficiência em termos de deslocamentos, rigidez, dimensionamento e consumo de concreto dos diferentes sistemas estruturais em um projeto real de edificação alta, respeitando o máximo possível o *design* arquitetônico da edificação. Salienta-se que o consumo dos materiais está vinculado aos custos. Portanto, este parâmetro é de extrema importância na pesquisa desenvolvida, não apenas financeiramente pensando, o que normalmente é o mais ponderado nos projetos, mas, principalmente, por toda questão ambiental que está envolvida.

1.2 OBJETIVO

O objetivo principal desta pesquisa consiste em analisar a influência de diferentes concepções estruturais em um edifício em concreto armado de aproximadamente 200 metros de altura, avaliando os deslocamentos máximos e relativos atuantes, os primeiros modos de vibração e os dimensionamentos em ELU por meio de análise global e sequencial. Busca-se, assim, respeitar

as recomendações normativas e comparar os consumos de concreto. Para isso utiliza-se o programa ETABS versão *Ultimate* 19.1.0, sendo mencionadas mais informações sobre este no capítulo 5.

Para atingir o objetivo principal, é necessário alcançar alguns objetivos secundários como os citados a seguir:

- a) listar e entender as diferentes opções de sistemas estruturais existentes, bem como suas vantagens e desvantagens;
- b) estudar quais sistemas estruturais são possíveis de serem empregados no projeto real proposto, respeitando o projeto arquitetônico;
- c) modelar o projeto em questão com as diferentes concepções estruturais a serem estudadas no *software* ETABS;
- d) realizar análises estáticas e modais para cada um dos modelos, incorporando também análise sequencial construtiva, atentando-se para os parâmetros de estabilidade, deslocamento no topo, deslocamento relativo entre pisos e primeiras frequências naturais;
- e) comparativo entre os diferentes sistemas estruturais empregados.

1.3 DELIMITAÇÕES

O edifício em estudo compreende um projeto real a ser construído na cidade de Balneário Camboriú com 58 pavimentos, mais níveis técnicos e heliponto. Optou-se por desenvolver a pesquisa com base em uma edificação real para buscar melhor atender e compreender os requisitos necessários existentes no dia a dia do projetista de edifícios altos. Além disso, o presente trabalho foi pensado como meio de auxiliar profissionais que venham a projetar estruturas do porte proposto, mostrando parâmetros e análises necessárias a serem consideradas, bem como indicando estimativas de desempenho e consumo.

Portanto, são realizadas análises dinâmicas modais e estáticas, considerando-se o faseamento construtivo, que é de extrema importância em edificações altas. A sequência construtiva foi sugerida conforme padrão em edificações altas, adotando-se a construção de um pavimento da estrutura a cada 7 dias, sendo o tempo de cura do concreto de 3 dias.

Mesmo estando ciente da grande importância das análises dinâmicas do carregamento do vento, devido a estarem relacionadas com as acelerações, estas não foram realizadas no desenvolvimento deste trabalho de dissertação. Isto está atrelado ao não fornecimento de dados dos carregamentos do vento flutuante necessários para tal. Porém, salienta-se que foi realizada

análise dinâmica completa para o projeto estrutural original fornecido, sem alterações de sistemas e concepções, através de engenheiro capacitado Sérgio Eduardo Stolovas e, portanto, foram fornecidos os carregamentos estáticos equivalentes desta análise para aplicação no presente trabalho e foi também informado que o modelo original era verificado quanto aos limites de aceleração para fins residenciais.

No modelo também foi considerada a hipótese de diafragma rígido, através do qual foram aplicadas as cargas do vento provenientes da análise dinâmica e do ensaio em túnel de vento, de forma conjunta. Mesmo nos pavimentos de mudança abrupta de área, como entre o embasamento e a torre e o pavimento tipo com os níveis técnicos e heliponto, e também no pavimento abaixo do solo, foram utilizados diafragmas rígidos, de modo simplificado. Outras considerações, como os trechos rígidos nas ligações de nós de pórtico dos elementos *frame*, foram atribuídas conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a favor da segurança.

Ainda, a edificação foi considerada engastada no solo. Sabe-se que a interação solo-estrutura é extremamente importante no projeto de edificações, uma vez que o as fundações sofrem recalques e devido a estes, os esforços na estrutura são redistribuídos. Além disso, ao serem considerados estes efeitos, tende-se a obter menores valores de recalques diferenciais, pois a rigidez da estrutura é incluída no cálculo uniformizando a distribuição dos recalques. A consideração de molas com rigidez adequada na base possui impacto também nas análises em serviço. Mesmo sabendo-se do exposto, considerou-se engastamento perfeito da base da edificação por não disponibilização dos dados do solo local ou projeto de fundações.

1.4 DELINEAMENTO DO TRABALHO

O trabalho está organizado de forma a abordar neste primeiro capítulo um aspecto introdutório do tema em estudo, contextualizando o leitor e indicando os objetivos e delimitações da pesquisa. No segundo capítulo, apresenta-se uma descrição geral dos tópicos a serem observados no desenvolvimento de um projeto estrutural de edificações, parâmetros de estabilidade, não linearidade geométrica e física e o efeito do vento, bem como a importância do formato da edificação e das análises dinâmicas.

O terceiro capítulo refere-se a edificações altas. Sendo apresentado neste um breve histórico, algumas classificações, uma contextualização para melhor entendimento e, posteriormente, os diferentes sistemas estruturais com suas peculiaridades, vantagens e desvantagens. Após, no

quarto capítulo, é descrito o projeto em questão, com suas especificidades, carregamentos a serem considerados e sistemas estruturais viáveis em termos arquitetônicos.

O quinto capítulo remete ao *software* ETABS, mencionando o conceito de análise numérica através do método dos elementos finitos, as definições dos elementos e as considerações das análises realizadas. Adicionado a isto, encontra-se no mesmo a modelagem estrutural, apresentando a estrutura, as considerações empregadas e demais tópicos pertinentes, além da validação do modelo e indicação dos parâmetros e limites normativos adotados para as análises. No seguimento, o capítulo seis apresenta os resultados das análises, bem como comparações entre si e com limites normativos.

O sétimo capítulo apresenta, finalmente, as conclusões e considerações finais sobre o trabalho.

2 FUNDAMENTOS DO PROJETO DE EDIFÍCIOS ALTOS

O presente capítulo versa sobre a fundamentação teórica de projetos de edifícios de concreto armado. Assim, são mostrados tópicos considerados e comumente adotados em projetos, não-linearidades e estabilidade de edificações, além de uma contextualização sobre o efeito do vento, sua consideração e análises dinâmicas relacionadas a este.

2.1 CONTEXTO GERAL DO PROJETO DE EDIFÍCIOS

O projeto estrutural compreende um arranjo de elementos adequadamente combinados para a formação de um conjunto resistente que atenda, simultaneamente, os aspectos de segurança, durabilidade e custos, conforme propostas estéticas e funcionais. Ainda neste contexto, o projeto estrutural deve ser integrado ao projeto arquitetônico para fazer melhor uso dos ambientes e melhor aproveitamento do espaço.

O projeto é desenvolvido através de *softwares* de cálculo estrutural. Inicia-se pelo pré-dimensionamento dos elementos, posterior lançamento destes, juntamente com os carregamentos e solicitações atuantes na estrutura. Através das análises obtidas, verifica-se o atendimento aos parâmetros de estabilidade, deslocamentos e flechas, conforme normatização. Caso necessário, são feitas correções no pré-dimensionamento dos elementos e no seu posicionamento estrutural, a fim de melhorar o enrijecimento e detalhamento estrutural dos elementos. Estas etapas podem parecer simples, mas demandam grande experiência por parte do projetista, sendo esta adquirida através do tempo e do estudo, além de necessitar amplo conhecimento sobre o assunto. Alguns tópicos relevantes relativos à modelagem são citados na sequência do texto.

Ao fazer o lançamento do modelo estrutural, é necessário que o projetista tenha cuidado com o posicionamento dos elementos da estrutura, pois a disposição dos pilares pode interferir na formação dos pórticos nas direções de atuação do vento e tornar o edifício flexível. Além disso, é necessário atentar-se para o posicionamento da seção dos pilares, de forma a garantir inércia adequada em todos os sentidos, mas enfatizando a direção mais solicitada (DIAS, 2004).

Em uma estrutura reticulada, cada pavimento comporta-se como um diafragma rígido, devido à rigidez que apresenta no seu próprio plano. A função deste é unir todos os pilares e fazer com que as ações do vento sejam divididas entre todos os elementos verticais, inclusive os núcleos

estruturais (DIAS, 2004). Ao fazer esta consideração, a distribuição de cargas laterais é dada proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais (JUNGES, 2016). De acordo com o exposto por Ju e Lin (1999), pode ser observada a diferença em relação à modelagem dos pavimentos por diafragma rígido ou por modelo flexível, sendo que para edifícios com pilares-parede a diferença entre os modelos se torna significativa.

À medida que se aumenta a altura das edificações, os pilares ganham seção devido ao esforço normal dos carregamentos da gravidade e pelo maior desempenho na estabilidade frente ao carregamento do vento (DIAS, 2004). Em relação às vigas, segundo Alves e Martins Paixão (2016), os parâmetros de instabilidade, deslocamentos e esforços solicitantes serão maiores conforme menor for a participação das vigas no sistema de contraventamento.

Outro ponto importante é a consideração adequada das ligações viga-pilar. Através de uma correta compreensão da influência da rigidez nas ligações, é possível desenvolver projetos estruturais mais próximos do comportamento real da edificação, respeitando a segurança estrutural. Estruturas em concreto armado moldado *in loco*, geralmente possuem ligações mais rígidas do que estruturas pré-moldadas, pois apresentam continuidade dos elementos estruturais, formando estruturas monolíticas. Porém, segundo Alva (2004), existe uma rotação relativa entre vigas e pilares causada pela fissuração do concreto e pelo deslizamento das armaduras longitudinais das vigas nos nós de pórtico. Estas rotações reduzem a rigidez do nó. Assim, ao considerar a ligação rígida se está superestimando a sua rigidez e, como consequência disso, subestimando os deslocamentos horizontais da estrutura, causando alteração no comportamento global da edificação e no dimensionamento dos elementos estruturais.

Normalmente, em edificações dá-se um maior enfoque à análise global da estrutura, não se levando em conta a análise sequencial através da consideração das etapas construtivas. A primeira mencionada considera um modelo da estrutura completa, como se todos os elementos estruturais fossem construídos de maneira simultânea, enquanto que a análise faseada considera o pavimento em questão, sem que haja a interferência de pavimentos superiores ainda não construídos. Assim, as deformadas dos pavimentos inferiores interferem nos pavimentos a construir, principalmente em relação à deformação axial e à rotação das bases dos pilares, considerando, também, o encurtamento axial provindo dos diferentes carregamentos entre pilares internos e externos.

Por volta dos anos 70, a análise levando em conta as fases construtivas começou a ser desenvolvida para edifícios altos com foco principal na análise de encurtamento axial dos pilares. Desse modo, é realizada esta análise no presente trabalho devido à grande importância de tal, visto que a não contemplação do processo construtivo em estruturas de concreto armado pode levar a resultados incompatíveis com a realidade, tanto em termos de esforços, como de deslocamentos.

Algumas outras considerações como a interação solo estrutura e a influência de elementos não estruturais como alvenarias de vedação, não serão considerados neste trabalho devido à limitação de tempo.

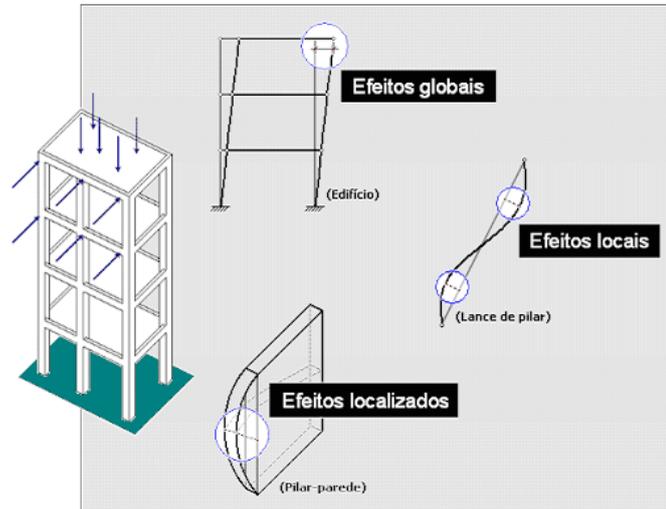
2.2 NÃO LINEARIDADE E ESTABILIDADE

A estabilidade global é influenciada por vários fatores, entre eles as ações externas, a altura e a esbeltez da edificação, a rigidez de seus elementos e as ligações entre si (DINIZ; LAGES; BARBOZA, 2019). Além disso, pode-se também dizer que está diretamente associada com a capacidade que a estrutura tem em absorver os efeitos denominados de segunda ordem, que são definidos como os efeitos adicionais originados da consideração da posição deformada da estrutura. Portanto, a estabilidade global da estrutura é relacionada com a não linearidade geométrica.

A análise de estabilidade refere-se a dois tipos de esforços, de primeira e de segunda ordem. Os esforços de primeira ordem são calculados a partir da geometria inicial da estrutura, ou seja, estrutura não deformada. Uma análise que considera o equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada é denominada de análise com não-linearidade geométrica. Quase todas as edificações apresentam deslocamentos horizontais, independentemente de sua magnitude, sejam estes provindos da ação do vento, assimetrias da geometria ou do carregamento ou imperfeições construtivas. Assim, quando consideradas as deformadas, a análise destas estruturas é dita análise em teoria de segunda ordem (PINTO; CORRÊA; RAMALHO, 2005). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de segunda ordem podem ser classificados como: globais, locais e localizados, conforme ilustrados na Figura 5. Os efeitos locais estão associados a uma parte isolada da estrutura e afetam, principalmente, os esforços solicitantes ao longo dela. Já os efeitos localizados referem-se a uma região específica de um elemento na qual se concentram

tensões. E em relação aos efeitos globais, estes compreendem o edifício como um todo, ou seja, lajes, pilares e vigas.

Figura 5 – Classificação dos efeitos de segunda ordem



Fonte: (TQS DOCS, 2021)

No passado, as estruturas de concreto armado eram caracterizadas por serem robustas, assim, possuíam grande rigidez aos esforços horizontais. Devido a isso, a verificação da estabilidade global acabou sendo deixada de lado por anos. Entretanto, atualmente entende-se que a avaliação da estabilidade global é um dos fatores mais importantes na concepção estrutural de uma edificação, uma vez que busca a segurança da estrutura através da análise dos deslocamentos gerados pelas ações, de forma a não gerar perda da capacidade resistente (ALVES; MARTINS PAIXÃO, 2016) e garantir adequado conforto aos usuários.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), estruturas que possuem solicitações globais de segunda ordem menores que 10% das solicitações globais de primeira ordem, não precisam ser dimensionadas considerando os esforços de segunda ordem. Porém, para isso seria necessário calcular as solicitações de segunda ordem, para então avaliar a necessidade do uso destas, ou não. Assim, foi introduzido o coeficiente γ_z por Franco e Vasconcelos (1991), a fim de obter de modo aproximado os efeitos de segunda ordem e, também, observar a sensibilidade da estrutura frente a estes. Portanto, quando o γ_z é menor que 1,1, a estrutura é considerada de nós fixos e não há necessidade de se considerar os efeitos globais de segunda ordem. Caso o coeficiente mencionado seja maior que 1,1, então a estrutura é dita de nós móveis.

Conforme Vasconcelos (2000), o coeficiente γ_z não pode ser utilizado nas seguintes situações:

- a) no topo de edifícios, pilares que sobem para apoiar lajes de tamanho reduzido ou caixas de água;
- b) mudança brusca de inércia entre pavimentos, principalmente entre térreo e primeiro andar;
- c) pé direito muito distinto entre pavimentos;
- d) existência de vigas de transição;
- e) existência de transição por rotação de 90° de pilares na passagem do andar, normalmente do tipo para térreo ou para garagem;
- f) utilização de fatores redutores de inércia em pilares e vigas;
- g) estruturas que possuem deslocabilidades com cargas verticais;
- h) existência de torções do pórtico espacial;
- i) existência de recalques não uniformes nas fundações.

Além do parâmetro γ_z , a NBR 6118 (ABNT, 2014) também prevê o parâmetro de instabilidade α . Contudo, este apenas faz a classificação quanto a estrutura ser de nós móveis ou fixos, sem estimar os esforços de segunda ordem (PINTO; CORRÊA; RAMALHO, 2005). Os efeitos globais de segunda ordem também podem ser estimados através do método P- Δ , o qual será utilizado no presente trabalho e é descrito no capítulo 5. A escolha se deve ao uso do *software* ETABS.

Para garantir que a estrutura seja estável, é necessário buscar soluções estruturais que a enrijecem. Em edifícios de altura não tão elevada, uma forma efetiva é a utilização de pilares-paredes devidamente posicionados em planta e ligados formando “L” ou “U”, de modo a conferir rigidez em ambas as direções. Além disso, a utilização de espessuras adequadas para lajes também auxilia de forma significativa, uma vez que se garante o funcionamento dos pavimentos como diafragma rígido, fazendo com que os pilares sejam travados e assegurando seu trabalho conjunto na estabilização estrutural.

Ainda, é importante considerar a outra não-linearidade existente, denominada de não-linearidade física, a qual representa o comportamento não linear do concreto armado. A relação tensão-deformação do concreto é não-linear, tanto sob tração, quanto sob compressão, mas principalmente devido à sua baixa resistência à tração, levando à fissuração dos elementos estruturais. A não-linearidade física pode ser considerada de forma simplificada através do uso de uma rigidez reduzida, ou seja, uma redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme o tipo de solicitações a que estão submetidos. Os valores são distintos para cada tipo de elemento, relacionando estes à sua influência na estabilidade global da estrutura. Assim,

conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), utilizam-se para pilares $0,8 E_{ci}I_c$, para vigas $0,5 E_{ci}I_c$ se armada nas duas faces ou $0,4 E_{ci}I_c$ se armada apenas em uma face e $0,3 E_{ci}I_c$ para lajes, sendo I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto e E_{ci} o módulo de deformação tangencial inicial do concreto.

2.3 VENTO EM EDIFICAÇÕES ALTAS

A consideração mais importante na concepção de edifícios altos se refere à resposta do vento. Os limites são controlados, geralmente, por deslocamentos relativos entre pavimentos consecutivos (*drift*) e conforto do usuário. O grande cuidado em relação ao limite do *drift* ocorre, pois valores excessivos podem causar fissuras, trincas, problemas arquitetônicos e danificação dos elementos da fachada. Normalmente, utilizam-se limites de $H/400$ até $H/500$, sendo H a altura entre pavimentos.

As acelerações provindas da excitação dinâmica das edificações são também um fator importante para o desenvolvimento do projeto. Isto é devido ao impacto no conforto do usuário. Normalmente, utiliza-se o período de retorno dos ventos de 10 anos e adotam-se os limites de 20-25 mg para edifícios comerciais e 15-18 mg para residências e hotéis. Através dos ensaios em túnel de vento, pode-se pré-estimar a aceleração e compará-la a estes limites (TAMBOLI, 2014).

As forças mínimas indicadas em normas, por vezes, não consideram o potencial da resposta dinâmica, que em edificações altas é significativo. Por exemplo, o desprendimento de vórtices que pode causar grandes efeitos, assim como a influência da vizinhança. Portanto, em edificações altas é apropriado caracterizar a resposta do vento através de ensaios em túnel de vento (TAMBOLI, 2014).

No Brasil, as forças devido à ação do vento são determinadas segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988). Esta norma apresenta no item 4.2 a determinação das forças estáticas em edificações, o qual limita-se a edificações de altura moderada. Em contraponto, indica o capítulo 9 para determinação das forças dinâmicas devido ao vento, análise necessária em edificações de maiores alturas. No seguimento do trabalho, são mostradas as determinações das forças tanto considerando-se o cálculo da força estática, quanto o dos efeitos dinâmicos, porém já é possível relatar que os dois métodos não correspondem à melhor opção para o caso em questão devido

ao edifício ter elevada altura e outras peculiaridades que são indicadas na sequência da dissertação.

2.3.1 Forças estáticas

A determinação das forças estáticas da edificação pode ser interpretada como um método “simplificado”. Para edificações regulares, com formatos similares aos abordados na norma, altura mediana e sem muita interferência de edificações vizinhas, os resultados apresentam-se coerentes e a favor da segurança. As forças dependem da velocidade básica do vento para a região, da topografia do relevo do terreno, da rugosidade do mesmo, das dimensões da edificação, da altura desta sobre o solo, nível de segurança e vida útil esperado para edificação, coeficiente de forma e de força de arrasto.

Inicialmente, determina-se a velocidade característica do vento através da equação 1, sendo a velocidade básica do vento obtida através do mapa de isopletas da norma. Salienta-se, ainda, que esta corresponde a uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, medida a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

Sendo:

V_k = velocidade característica do vento (m/s);

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (equação 2);

S_3 = fator estatístico.

$$S_2(z) = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2)$$

Sendo:

F_r = fator de rajada variável com a classe da edificação;

z = nível acima do terreno (m);

b e p = fatores que variam com as categorias de rugosidade do terreno.

Assim, pode-se determinar a pressão dinâmica (q), em N/m^2 , conforme equação 3.

$$q = 0,613V_k^2 \quad (3)$$

Finalmente, as forças estáticas devido ao vento, agindo perpendicularmente à estrutura são calculadas pela equação 4.

$$F_a = C_a q A_e \quad (4)$$

Onde:

F_a = força de arrasto global na direção do vento (N);

C_a = coeficiente de arrasto;

A_e = área frontal efetiva (m^2).

Ainda, pode-se ter um momento de torção ocasionado pelas excentricidades de ventos oblíquos à estrutura. Assim, conforme NBR 6123 (ABNT, 1988) utiliza-se para edificações sem efeito de vizinhança 7,5% da largura da face sobre a qual o vento incide e, nos casos em que se tem edificações com efeito de vizinhança, a excentricidade passa para 15% da largura da face.

Conforme mencionado anteriormente, esse método é limitado às estruturas regulares, com alturas medianas. No caso em questão, edifícios altos, a norma informa que também deve ser levado em conta o efeito dinâmico do vento, indicado no capítulo 9 da mesma e mostrado a seguir.

2.3.2 Efeitos dinâmicos

O perfil de velocidade parabólico referente à camada limite representa uma velocidade média. Na realidade, sabe-se que existem flutuações em torno da velocidade média no tempo, denominadas de rajadas. No momento em que estas flutuações atuam sobre edificações flexíveis, especialmente altas e esbeltas, podem induzir oscilações importantes na direção da velocidade média, designadas pela NBR 6123 (ABNT, 1988) como resposta flutuante.

Ainda, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), edificações com período fundamental igual ou inferior a 1 s possuem resposta flutuante pequena, já considerada no fator S_2 no cálculo da carga

estática. Porém, em estruturas com período superior a 1 s, ou seja, frequências menores que 1 Hz, não se pode negligenciar a resposta flutuante. Assim, deve-se determinar os efeitos dinâmicos da estrutura através da superposição das respostas média e flutuante.

2.3.2.1 Resposta na direção longitudinal do vento

O cálculo consiste em transformar a ação dinâmica em uma ação estática equivalente, conforme o método da vibração aleatória proposto por Davenport (1967), fazendo com que o deslocamento máximo produzido em ambas seja o mesmo. Davenport expressou o deslocamento máximo para o vento longitudinal como o produto do deslocamento médio estático por um coeficiente adimensional constante, o fator de rajada. Assim, utiliza-se uma velocidade de projeto referente a uma velocidade média sobre o intervalo de 10 minutos em terreno de categoria II, conforme mostrada na equação 5.

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (5)$$

Sendo:

\bar{V}_p = velocidade de projeto (m/s).

O fator de rajada correspondente ao coeficiente 0,69 corrige a velocidade básica, V_0 , sobre 3 segundos para a velocidade média sobre 10 minutos, V_p .

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), pode-se utilizar o modelo contínuo simplificado ou o modelo discreto para determinar a resposta dinâmica na direção do vento. A escolha do modelo adotado está ligada às características da edificação. No caso de ser possível adotar que a edificação tem seção constante, massa distribuída uniformemente, é apoiada exclusivamente na base e possui altura inferior a 150 metros, então, faz-se uso do método contínuo simplificado, considerando apenas o modo fundamental na resposta dinâmica. Como estas verificações não condizem com a estrutura analisada no presente trabalho, é necessário utilizar o método discreto. É mencionado na referida norma que em edificações muito esbeltas e/ou com rigidez fortemente variável, devem ser computadas contribuições de mais modos, até que as forças equivalentes associadas ao último modo calculado sejam desprezíveis.

Para cada modo de vibração j , com componentes $(x_i)_j=x_i$, a força total devida ao vento na direção da coordenada i é dada por uma parcela média e uma flutuante, conforme indicado na equação 6.

$$F_{i,j} = \bar{F}_i + \hat{F}_{i,j} \quad (6)$$

Onde:

$F_{i,j}$ = Força total devida ao vento na direção da coordenada i , para o modo de vibração j (N);

\bar{F}_i = Força média na direção da coordenada i (N);

$\hat{F}_{i,j}$ = Força flutuante, na direção da coordenada i , para o modo de vibração j (N).

A força média é expressa através da equação 7.

$$\bar{F}_i = \bar{q}_o b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^{2p} \quad (7)$$

Sendo:

C_{ai} = coeficiente de arrasto para a coordenada i ;

A_i = área de influência correspondente à coordenada i (m²);

z_i = cota da coordenada i (m);

z_{ref} = altura de referência, $z_{ref} = 10$ m;

p = expoente da lei potencial do perfil de velocidades média do vento;

\bar{q}_o = pressão dinâmica (N/m²) (equação 8).

Os coeficientes p e b são dados na tabela 20 da NBR 6123 (ABNT, 1988) e dependem da categoria do terreno.

$$\bar{q}_o = 0,613(\bar{V}_p)^2 \quad (8)$$

Sendo possível usar o parâmetro de correlação b , de forma linear, para categorias distintas da II.

A resposta flutuante é dada pela equação 9.

$$\hat{F}_{i,j} = F_H \psi_i x_i \quad (9)$$

Onde:

F_H = Força referente à parcela flutuante (N/m);

ψ_i = Razão entre massas m_i e m_o (equação 10);

x_i = deslocamento correspondente a coordenada i (m).

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_o} \quad (10)$$

Sendo:

m_i = massa discreta referente à coordenada i ;

m_o = massa arbitrária de referência (equação (11)).

$$m_o = \sum m_i \quad (11)$$

Ainda, a força F_H é expressa conforme equação 12.

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_o \frac{\sum_{i=1}^N \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^N \psi_i x_i^2} \xi = \bar{q}_0 b^2 A_o \frac{\sum_{i=1}^N A}{\sum_{i=1}^N B} \xi \quad (12)$$

Onde:

A_o = Área arbitrária de referência (m^2) (equação 14);

N = Número de coordenadas discretizadas;

ξ = Fator de amplificação dinâmica da NBR 6123 (ABNT, 1988);

β = Coeficiente determinado conforme (equação 13).

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_o} \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^p \quad (13)$$

$$A_o = \sum A_i \quad (14)$$

Os coeficientes de amplificação dinâmica ξ são apresentados nas figuras 14 a 18 da norma para as diferentes categorias de terreno, sendo definidos através da razão de amortecimento crítico ζ e da frequência f , pela relação adimensional V_p/fL . Valores intermediários são interpolados.

2.3.2.2 Resposta na direção transversal do vento

Como as edificações apresentam-se cada vez mais esbeltas e com maiores alturas, vibrações provocadas pelo vento na direção transversal, frequentemente, são mais importantes que as longitudinais (LAVÔR, 2017). Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), as forças resultantes na direção perpendicular à direção do vento podem ser calculadas a partir das forças na direção longitudinal, correspondendo a um terço destas, conforme mostrado na equação 15.

$$F_{t,i} = \frac{1}{3} F_i \quad (15)$$

Sendo:

$F_{t,i}$ = Força na direção transversal do vento (N);

F_i = Força na direção longitudinal do vento (N).

Além disso, a norma alerta que esta força deve ser somada à resposta devida ao desprendimento de vórtices, quando houver. Segundo mencionado por Stolovas (2020), os efeitos críticos gerados pela flutuação do vento são consequência de forças flutuantes que atuam na direção transversal e que estão associadas à liberação cadenciada de vórtices. O fenômeno consiste na liberação alternada de vórtices de um lado e do outro do edifício, gerando forças alternadas na direção transversal do vento. Quando a frequência do desprendimento de vórtices se assemelha à frequência natural fundamental do edifício, ocorre o efeito de ressonância e, portanto, extremos danos estruturais, inclusive colapso.

O período de liberação de vórtices é associado ao número de Strouhal conforme equação 16.

$$T = \frac{L}{S_t V} \quad (16)$$

Onde:

T = período de liberação de vórtices (s);

L = dimensão característica (m);

S_t = número de Strouhal, função do formato do edifício e da velocidade do vento;

V = velocidade média do vento na cota do topo do edifício (m/s).

Nos casos em que o período de liberação é maior que a frequência natural do modo fundamental, a amplificação é muito moderada (STOLOVAS, 2021). Porém, quando a razão entre o período de liberação de vórtices e o período natural da estrutura forem menores que 1,2, já haverá problemas de amplificação, portanto necessita-se incrementar rigidez e estudar estes efeitos. Entretanto, quando a razão mencionada for inferior a 0,85, significa problema no desempenho aerodinâmico, podendo ser necessário o uso de amortecedores.

Devido à grande importância do efeito da liberação de vórtices em edifícios altos e à insuficiência da NBR 6123 (ABNT, 1988) sobre o assunto, busca-se determinar a amplitude das forças induzidas por outros meios. Entre eles, a norma canadense NBC (*National Building Code of Canada*) (1985), que inicialmente indica a velocidade crítica do vento no topo do edifício quando a frequência fundamental e de desprendimento de vórtices se assemelham. Ainda, mostra que os efeitos dinâmicos do desprendimento de vórtices em uma estrutura cilíndrica podem ser aproximados por uma força estática atuando no terço superior. As equações para determinação desta encontram-se na referida norma recém mencionada.

2.3.2.3 Acelerações máximas

Segundo indicado por Griffis (1993), a aceleração máxima em determinado pavimento, tanto para o sentido paralelo, como para o perpendicular do vento, devido às oscilações, pode ser determinada pela equação 17 que é também indicada no capítulo 9 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

$$a = 4\pi^2 f_1^2 u \quad (17)$$

Onde:

a = aceleração máxima (m/s²);

f_1 = frequência natural de vibração (Hz);

u = deslocamento em determinado nível devido à resposta flutuante (m).

2.3.3 Peculiaridades e considerações pertinentes

Após mostrar as determinações estáticas e dinâmicas dos efeitos do vento segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), ressalta-se que a aplicação do capítulo 9 da mesma acaba por não ser o mais adequado para determinação dos efeitos dinâmicos na estrutura estudada. Isso, pois as formas modais devem ser aproximadamente lineares em translação (não torcionais), além da necessidade da existência de superposição das respostas modais devido às estruturas atuais apresentarem muitos modos abaixo de 1 Hz (LOREDO-SOUZA; ROCHA, 2011).

Além disso, o CTBUH (*Council on Tall Buildings and Urban Habitat*) (2013) estabelece a necessidade de Ensaios de túnel de vento para:

- a) todos os edifícios de mais de 120 m de altura;
- b) todos os edifícios cuja altura total seja mais de quatro vezes a largura média menor dos andares da metade superior da altura do edifício;
- c) todo edifício cujo período natural seja maior que 4 segundos.

Assim, os propósitos dos testes em túnel de vento e análise dinâmica são de estabelecer as solicitações para verificar e dimensionar a estrutura, obter parâmetros cinemáticos para avaliar a aceitabilidade vibracional (conforto do usuário, controle de *sloshing* de piscinas, limitação de oscilação de objetos), detectar aspectos críticos e sua natureza a fim de adequar a estrutura do ponto de vista funcional e resistente e adquirir parâmetros para dimensionamento de esquadrias.

Ainda, um formato inicial bem pensado e projetado para edificação é de grande valia, uma vez que é bastante conhecida a influência deste na resposta ao vento. Sabe-se que o efeito do vento pode ser reduzido através de considerações alternativas de orientação, formato e sistemas estruturais. Formatos prismáticos de grande altura podem apresentar formação de vórtices, devido ao vento tentar se “organizar” no entorno de formas retangulares com cantos agudos. Uma forma de reduzir o efeito do vento é utilizar outros formatos de planta ou deixar a torre mais esbelta conforme a altura aumenta (afunilamento), conforme mostrado na Figura 8, além do uso de formatos arredondados dos cantos, Figura 6, e reentrâncias nos mesmos, indicado na Figura 7.

Figura 6 - Formatos com cantos arredondados



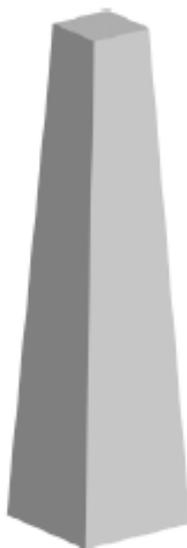
(fonte: TAMBOLI, 2014)

Figura 7 - Formatos com cantos com reentrâncias



(fonte: TAMBOLI, 2014)

Figura 8 - Formato com afunilamento



(fonte: TAMBOLI, 2014)

No projeto em estudo, as análises referentes ao vento são feitas através dos dados obtidos no ensaio em túnel de vento. Os valores informados, indicados no anexo A, correspondem às forças estáticas para aplicação no modelo estrutural, os quais levam em conta toda análise dinâmica recém mencionada realizada por profissional especializado.

3 EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM EDIFÍCIOS ALTOS

O presente capítulo é de suma importância, sendo referente à fundamentação do trabalho. Neste, são mostrados um breve histórico do surgimento e expansão das edificações altas em relação a regiões e materiais empregados, classificações, contextualização sobre o desenvolvimento e busca por novos sistemas estruturais e, finalmente, uma classificação detalhada de cada concepção estrutural, mostrando suas vantagens e desvantagens.

3.1 HISTÓRICO

Os edifícios altos surgiram no final do século XIX nos Estados Unidos, que inicialmente dominaram este mercado com os mais importantes e altos prédios (Tabela 1). Atualmente, este tipo de edificação ganhou o mundo todo, porém, agora, com os países da Ásia se sobressaindo aos demais. Em 2006, a Ásia possuía 32% dos maiores edifícios, enquanto a América do Norte apresentava 24% destes, conforme mostrado na Tabela 2 (ALI; MOON, 2011).

Tabela 1 - Edifícios altos em regiões até 1982

Região	Países (Nº)	Porcentagem (%)	Edifícios (Nº)
América do Norte	4	48,9	1.701
Europa	35	21,3	742
Ásia	35	20,2	702
América do Sul	13	5,2	181
Austrália	2	1,6	54
Oriente Médio	15	1,5	51
África	41	1,3	47
América Central	20	0,1	4
TOTAL	165		3.482

(fonte: ALI; MOON, 2011)

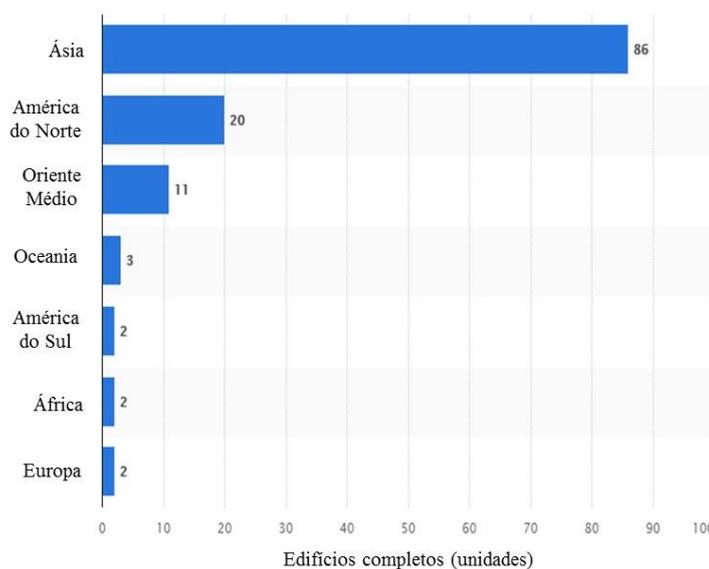
Tabela 2 - Edifícios altos em regiões até 2006

Região	Países (Nº)	Porcentagem (%)	Edifícios (Nº)
Ásia	20	32,2	35.016
América do Norte	18	23,9	26.053
Europa	20	23,7	25.809
América do Sul	10	16,6	18.129
Oceania	7	2,6	2.839
África	20	1,0	1.078
TOTAL	95		108.924

(fonte: ALI; MOON, 2011)

Além disso, o crescimento destas edificações no continente asiático continua superior em relação aos demais. Segundo mostrado por Raynor de Best (2021) na Figura 9, em relação aos edifícios altos concluídos no mundo em 2019, por ele considerado como superiores a 200 metros, a Ásia compreendeu 68% destes, enquanto a América do Norte abrangeu apenas 16%.

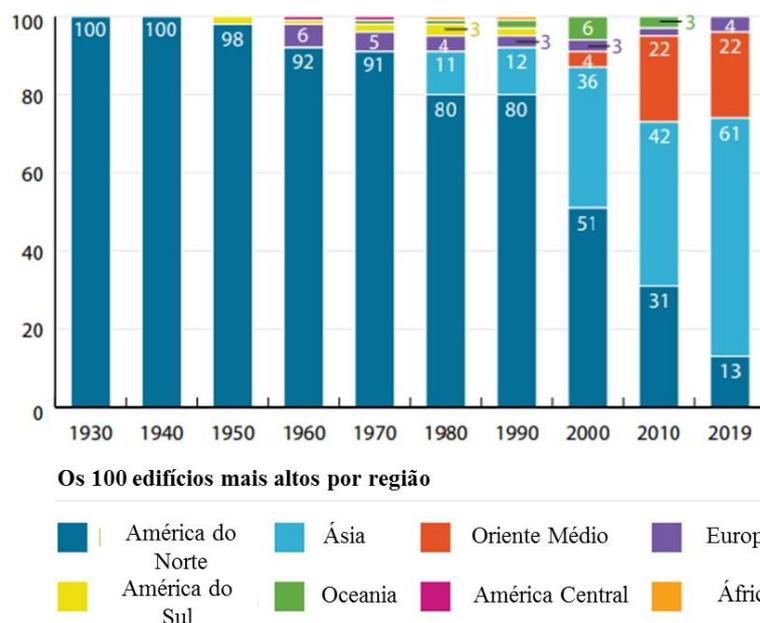
Figura 9 - Edifícios altos concluídos no mundo em 2019



(fonte: adaptada de RAYNOR DE BEST, 2021)

Segundo a classificação do CTBUH (2020) dos 100 edifícios mais altos do mundo por região por década, é possível observar o recém exposto de forma sequencial na Figura 10.

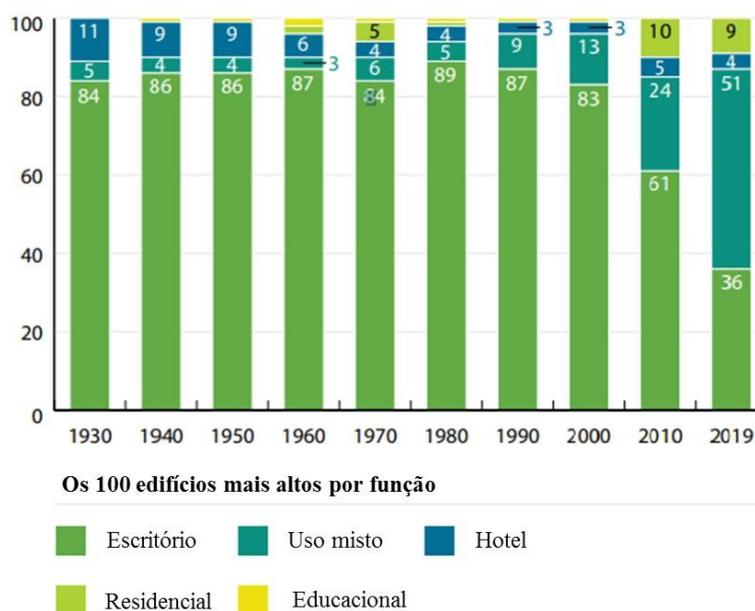
Figura 10 - 100 edifícios mais altos do mundo por região



(fonte: adaptada de CTBUH, 2020)

Até o final do século XX, os edifícios altos eram, predominantemente, comerciais. Apenas no início do século XXI que as edificações residenciais começaram a crescer nesse segmento (MOON, 2018). A Figura 11 apresenta uma classificação dos 100 edifícios mais altos do mundo conforme a classificação de utilização de forma sequencial por década.

Figura 11 - 100 edifícios mais altos do mundo classificados por função

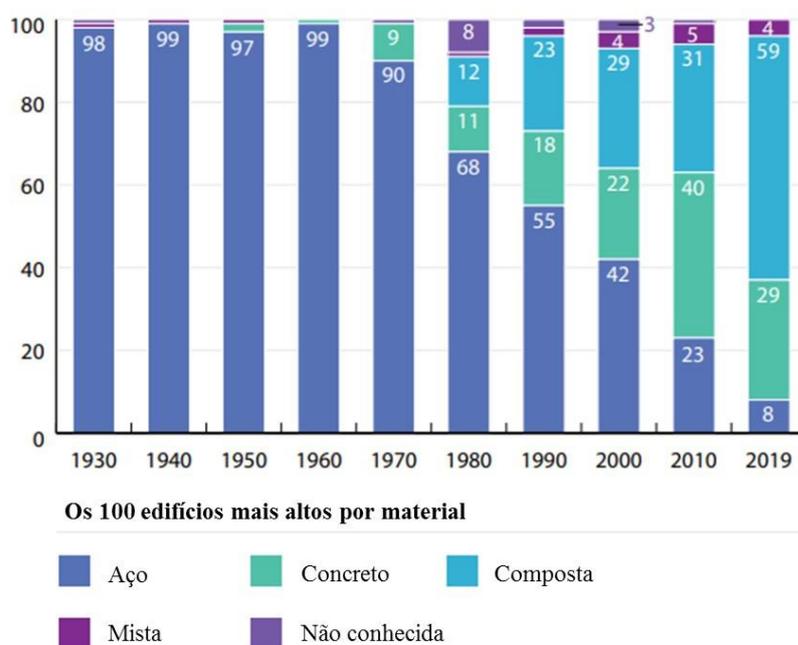


(fonte: adaptada de CTBUH, 2020)

A evolução dos sistemas estruturais em edifícios altos se deu por volta dos anos 1960, quando os sistemas de pórticos rígidos convencionais, até então predominantes tanto em aço como em concreto, começaram a declinar. Surgindo, assim, os formatos tubulares, além de mudanças estruturais necessárias para melhor adequação às demandas arquitetônicas, viabilidade econômica e desenvolvimento de novas tecnologias. Sistemas tubulares, mega pórticos, *outriggers*, amortecimento artificial e estruturas compostas foram as inovações estruturais desde a década de 60 (ALI; MOON, 2011).

Inicialmente, as edificações altas tinham como material constitutivo o aço. Porém, a construção com este material foi se invertendo ao longo do tempo. Nos últimos anos, o uso de sistemas mistos, compostos de aço e concreto juntos, vem ganhando popularidade. Isto se deve ao fato dos benefícios combinados dos dois materiais: o aço por apresentar elevada resistência e ductilidade e, o concreto pela capacidade resistente frente ao fogo e amortecimento estrutural (ALI; MOON, 2018). A Figura 12 foi extraída do *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* (CTBUH, 2020), na qual é possível comparar a evolução dos materiais empregados nos 100 edifícios mais altos do mundo em cada uma das décadas entre 1930 a 2017.

Figura 12 - 100 edifícios mais altos por material



(fonte: adaptada de CTBUH, 2020)

3.2 CLASSIFICAÇÃO

De acordo com o *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* (CTBUH, 2021), não existe uma definição absoluta do que constitui um edifício alto, uma vez que vários parâmetros interferem. A seguir são mostrados alguns dos mencionados.

a) Altura relativa do entorno

Compara-se a altura dos edifícios proporcionalmente aos demais no seu entorno. Conforme exposto na Figura 13, um edifício de 14 pavimentos pode não ser considerado como alto em Chicago ou Hong Kong, mas, em um subúrbio, pode ser considerado mais alto que o urbano normal.

Figura 13 - Classificação quanto à altura



(fonte: CTBUH, 2021)

b) Proporção entre altura e largura

Muitos edifícios aparentam ser mais altos devido à sua esbelteza, uma vez que são mais estreitos, enquanto outros possuem grande largura, então por mais que possuam altura elevada, não são classificados como tal devido à elevada área do pavimento. A Figura 14 representa a ilustração da referida explicação. Ainda, de acordo com o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014), podem ser considerados altos os edifícios que possuem uma taxa maior que 5:1, sendo esta referente à altura do edifício em relação à menor dimensão em planta.

Figura 14 - Classificação quanto à esbeltez

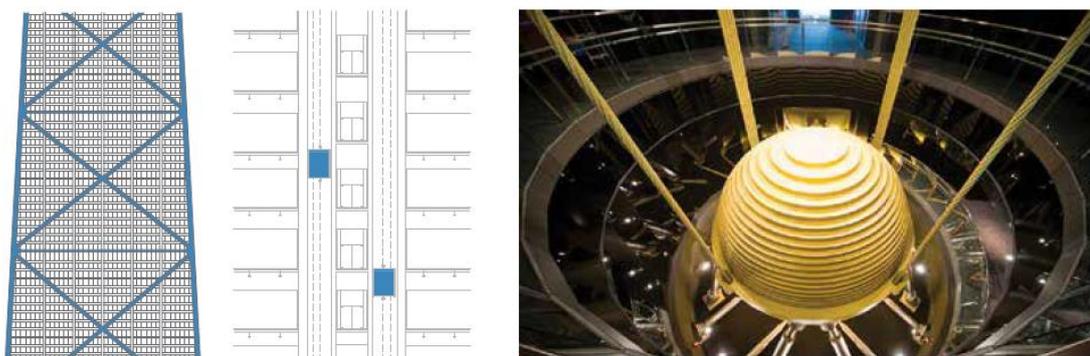


(fonte: CTBUH, 2021)

c) Utilização de tecnologias relevantes para edifícios altos

Se a edificação possui alguma tecnologia que pode ser atribuída como sendo um produto de “*tall*”, por exemplo, tecnologias de transporte vertical específicas, enrijecimento estrutural contra ações do vento, amortecedores, etc. A Figura 15 ilustra alguns exemplos de tecnologias, como o sistema *bracing* (contraventamento) para auxiliar no carregamento do vento, tecnologias específicas de transporte vertical e amortecedores.

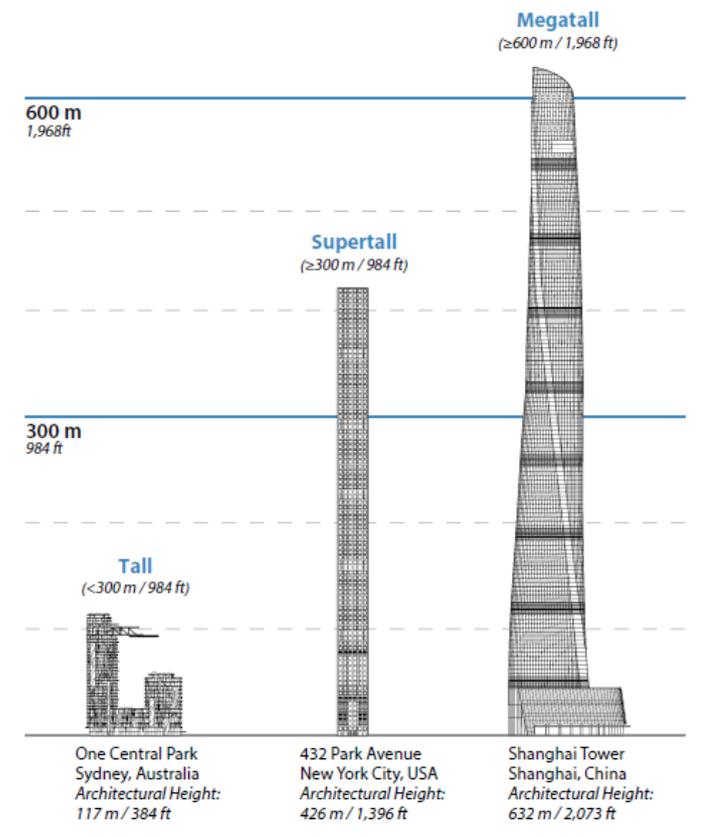
Figura 15 - Classificação quanto à tecnologia utilizada



(fonte: CTBUH, 2021)

Quando um edifício é considerado como relevante em alguma destas categorias, pode ser considerado como um edifício alto. Ainda neste contexto, a classificação referente ao número de pavimentos da edificação é mencionado como um mal indicador, porém, comumente, edifícios com mais de 50 metros de altura são limiares para edifícios altos. Além disso, conforme mostrado na Figura 16, o CTBUH (2021) ainda apresentou uma possível diferenciação entre três diferentes categorias de edifícios: *tall*, *supertall* e *megatall*.

Figura 16 - Classificação de edifícios conforme a altura



(fonte: CTBUH, 2021)

De acordo com o CTBUH, atualmente, existem três edificações já concluídas que se encaixam como *megatalls*, sendo a mais alta de todas o Burj Khalifa, com 828 metros de altura, apresentado na Figura 17.

Figura 17 - Edifício Burj Khalifa



(fonte: CTBUH, 2021)

Em nível brasileiro, a edificação mais alta localiza-se na cidade de Balneário Camboriú, que é a One Tower, Figura 18, a qual apresenta 290 metros de altura divididos em 70 pavimentos.

Figura 18 - Edificação One Tower



(fonte: CTBUH, 2022)

Outras classificações interessantes do CTBUH (2021) são mencionadas a seguir. A primeira refere-se ao uso da edificação, sendo classificado como de único uso, quando mais de 85% do espaço é dedicado para uma única função. Além disso, é determinado como “*building*” aquele que possui ao menos 50% do espaço ocupado por pessoas/usuários, sendo em caso contrário, utilizada a denominação de torre. E, a última classificação aqui mencionada refere-se aos materiais empregados na construção, podendo ser aço, concreto armado, concreto protendido, madeira, estruturas mistas e compostas. A diferenciação mais relevante é feita entre estruturas mistas e compostas. A primeira refere-se a utilizar diferentes sistemas, um sobre o outro, como, por exemplo, um sistema estrutural em aço sobre um sistema estrutural em concreto. Já a segunda é relacionada ao uso de dois ou mais materiais juntos na estrutura principal, como, por exemplo, pilares de aço e pavimentos de concreto, pórticos de aço e núcleo central de concreto, concreto encapsulando perfis de aço, concreto preenchendo tubos de aço, etc.

3.3 CONTEXTUALIZAÇÃO

Devido ao grande crescimento do mercado de edificações altas, muitas pesquisas e desenvolvimento de tecnologias estão sendo buscados e estudados, abrangendo um leque de diversificadas áreas. Estruturalmente falando, as maiores dificuldades encontradas nestas edificações são relativas à estabilidade global, referentes às análises estáticas e, principalmente, às dinâmicas. Isso se deve aos esforços do vento que são detalhados com mais profundidade no capítulo 2, os quais podem provocar deslocamentos excessivos na estrutura através da excitação desta, ocasionando desconforto aos usuários, impossibilitando o uso ou, em casos mais graves, levando à própria ruína estrutural.

Deste modo, um tema que vem sendo muito estudado é a relação entre as características aerodinâmicas de uma estrutura e a resposta frente à excitação desta. Algumas modificações como arestas chanfradas e cortadas, aberturas horizontais e verticais, topos esculpido e formatos piramidais fazem com que a resposta transversal e longitudinal do vento e as forças devido ao desprendimento de vórtices sejam menores (KAREEM; KIJEWski; TAMURA, 1999 apud KAREEM; TAMURA, 1996).

Outro assunto que possui grande enfoque nos últimos anos diz respeito à sustentabilidade e ao consumo de recursos. Contrariando o pensamento social comum, edifícios altos podem sim ser sustentáveis, de acordo com Foraboschi, Mercanzin e Trabucco (2014). Utilizando o conceito

de energia incorporada (*embodied energy*), os autores mostraram que esta depende principalmente do sistema do pavimento e do material utilizado para tal, por exemplo, a opção em aço consome mais energia que a em concreto armado. Além disso, ressaltaram que estruturas com menos peso não implicam em menor energia incorporada. Ainda, a energia incorporada é avaliada não apenas em termos de material utilizado, mas sim de energia consumida para obter a estrutura, assim, é a energia total do material e da obtenção (FORABOSCHI; MERCANZIN; TRABUCCO, 2014).

Reduzir o peso do pavimento não implica em diminuir a energia incorporada no pavimento e do edifício como um todo. Normalmente, materiais “leves” (*lightweight*) consomem mais energia em termos de pavimento e de edificação do que se tivessem sido utilizados materiais com pesos normais, assim, acabam consumindo mais energia incorporada do que o concreto que deixa de ser utilizado (FORABOSCHI; MERCANZIN; TRABUCCO, 2014). O primeiro passo refere-se a selecionar o tipo mais apropriado para o pavimento e, então, encontrar um equilíbrio entre a espessura do pavimento e o número de vigas secundárias. Além disso, o estudo ainda mostrou que pórticos de concreto armado consomem menos energia incorporada que pórticos metálicos (FORABOSCHI; MERCANZIN; TRABUCCO, 2014).

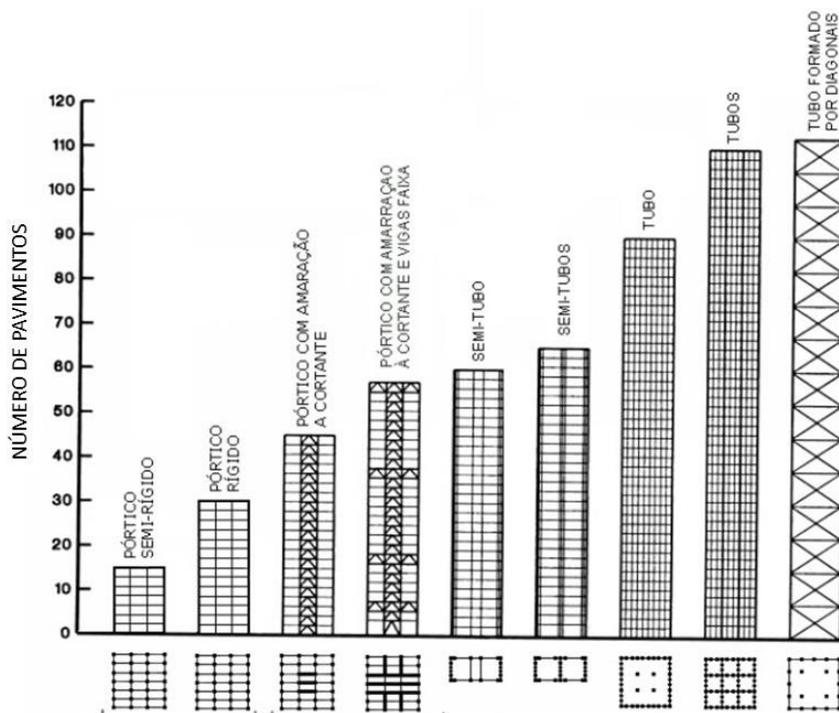
Os dois parâmetros mais importantes em estruturas de edifícios são resistência e rigidez. Porém, ao analisar-se edifícios altos com grande razão de altura/largura, a limitação de rigidez normalmente comanda o design (MOON, 2011). Portanto, uma das maiores necessidades em edificações altas é a determinação do sistema estrutural a ser utilizado, pois é este que irá conferir o principal parâmetro, ou seja, a rigidez da estrutura. Esta tarefa é de extrema importância e requer grande conhecimento teórico e prático do projetista, além de alinhamento e entendimento de diversas outras áreas que também fazem parte do projeto. Precisa-se propor um sistema que seja compatível com os demais projetos, que possua rigidez adequada, garantindo a segurança da estrutura e o respeito aos limites normativos frente aos estados limites último e de serviço, que seja de viável execução, que seja o mais econômico possível e não consuma muitos recursos para ser o mais sustentável que possa ser. Na sequência, são indicados os sistemas estruturais mais utilizados desde o surgimento dos edifícios altos até a atualidade.

3.4 DIFERENTES SISTEMAS ESTRUTURAIS

Edifícios altos requerem sistemas que resistam ao carregamento do vento, enquanto edifícios mais baixos conseguem absorver estes através do sistema que resiste aos carregamentos da gravidade. Além disso, edifícios de maior altura necessitam de sistemas com componentes mais robustos nos andares mais baixos para resistir às cargas gravitacionais (FORABOSCHI; MERCANZIN; TRABUCCO, 2014).

A classificação indicada na Figura 19 relaciona o tipo de sistema estrutural a ser utilizado com o número de pavimentos da edificação.

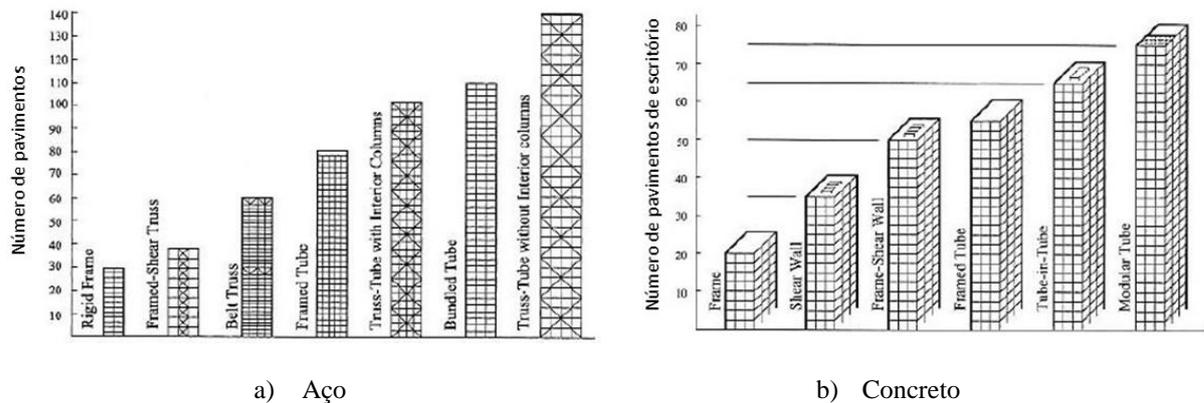
Figura 19 – Classificação da altura máxima para diferentes sistemas estruturais



(fonte: SOUSA JUNIOR, 2001 apud CTBUH GROUP SC, 1980)

Algumas outras classificações, que também indicam o número de pavimentos máximos para cada tipo de sistema, foram estudadas. Entretanto, a mais conhecida é a de Fazlur Rahman Khan, que, devido a ser a primeira comparação formulada nesse âmbito, foi de extrema utilidade. O autor ainda propôs as classificações separadamente para os sistemas em aço e em concreto armado, conforme mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Classificação da altura para diferentes sistemas estruturais em concreto e em aço

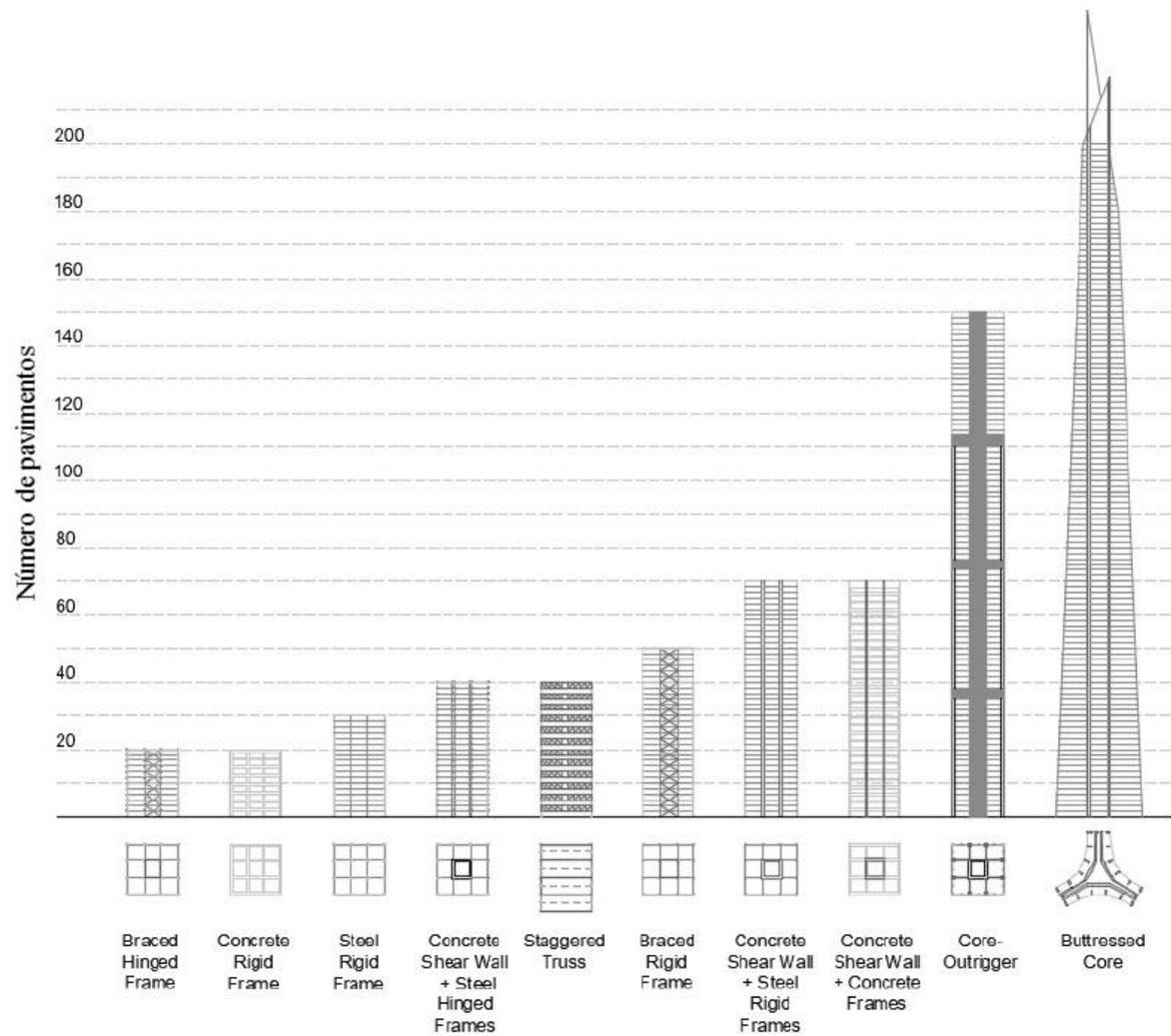


(fonte: ALI e MOON, 2011 apud Khan Fazlur, 1973 e 1974 e Beedle et al., 2007)

De acordo com Ali e Moon (2011) *apud* Khan Fazlur (1973 e 1974) e Beedle et al. (2007), os sistemas estruturais podem ser divididos em duas categorias. O primeiro é referente à estrutura interior, sendo assim denominado quando a maior parte das ações horizontais são resistidas pelo sistema interior do edifício. Já o sistema estrutural exterior é relativo a casos em que a maior parte das ações laterais são absorvidas pela estrutura periférica (ALI; MOON, 2011).

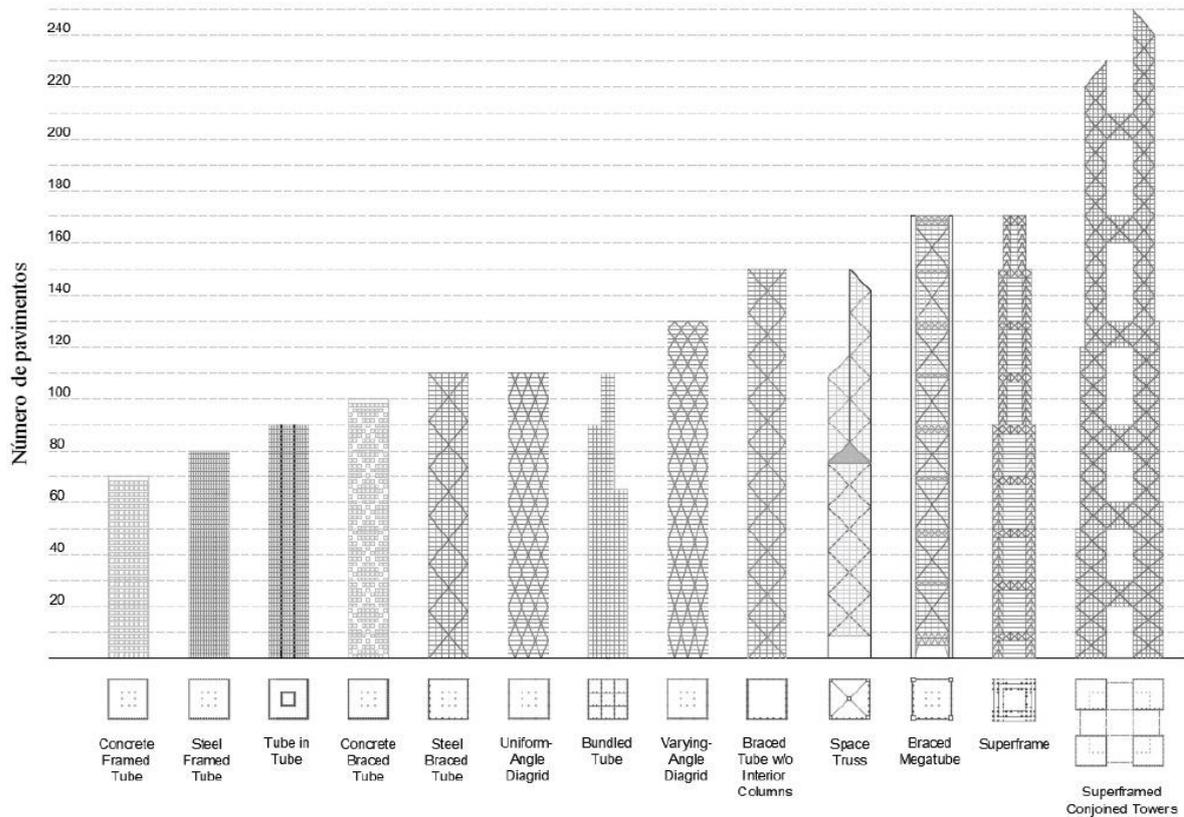
Na Figura 21 e na Figura 22, são mostradas classificações mais atuais, formuladas por Ali e Moon (2018), conforme as duas categorias recém mencionadas.

Figura 21 - Classificação de altura para diferentes estruturas interiores



(fonte: ALI; MOON, 2018)

Figura 22 - Classificação de altura para diferentes estruturas exteriores



(fonte: ALI; MOON, 2018)

No seguimento do trabalho são apresentadas as mais interessantes concepções estruturais utilizadas, descrevendo como estas se caracterizam, seu funcionamento estrutural e algumas peculiaridades.

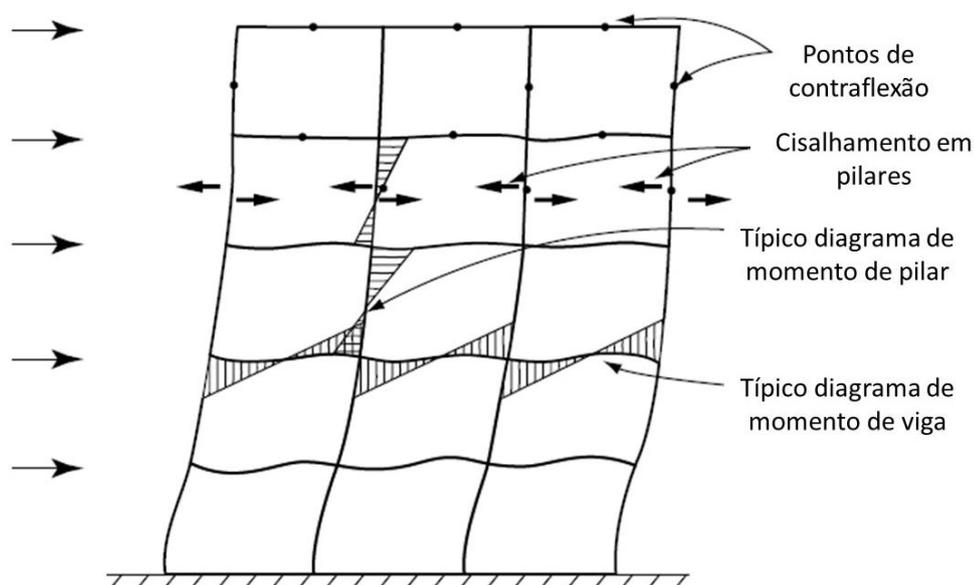
3.4.1 Pórticos Rígidos (*rigid frame*)

Os pórticos são estruturas que resistem a momentos e são contituídos de elementos verticais e horizontais, denominados vigas e pilares, os quais são conectados rigidamente no seu plano. O tamanho dos pilares é relacionado com os carregamentos verticais, sendo estes últimos maiores na base do que no topo, então, o mesmo acontece com suas seções. Em relação às vigas, o tamanho destas é influenciado pela rigidez do pórtico de forma a limitar os deslocamentos laterais para que sejam aceitáveis (ALI; MOON, 2011).

As grandes vantagens deste sistema são sua simplicidade e conveniência em relação a forma retangular. Além disso, a continuidade que apresentam acaba por aumentar a resistência aos carregamentos verticais, uma vez que os momentos positivos das vigas são reduzidos.

A rigidez lateral do pórtico rígido é relacionada, principalmente, à resistência à flexão das vigas, pilares e conexões e, em casos de edifícios altos, está associada também à rigidez axial das colunas. Carregamentos horizontais são resistidos como cortante pelos pilares. Assim, estes acabam fletindo com diagramas de dupla curvatura e pontos de inversão próximos à metade do pé direito. Parte dos momentos aplicados aos nós, pelos pilares, são resistidos pelas vigas que também fletem em dupla curvatura com ponto de inflexão no meio do vão, conforme mostrado da Figura 23 (TARANATH, 2010).

Figura 23 - Pórtico Rígido: esforços e deformações



(fonte: adaptada de TARANATH, 2010).

Segundo Ali e Moon (2011), em edifícios com mais de 30 andares, o sistema de pórticos não é eficiente, devido à componente de deflexão do cisalhamento (*shear racking*) causada pela flexão das colunas e vigas, provocando oscilações excessivas. Ainda, Taranath (2010) afirma que pórticos rígidos não são considerados econômicos em edifícios com mais de 25 pavimentos. Porém, se os mesmos forem combinados com paredes (*shear walls*), a estrutura acaba tornando-se mais rígida e pode ser estendida até 50 andares ou mais.

Em edifícios comerciais, o sistema de pórticos internos acaba sendo ineficiente, uma vez que o número de colunas acaba sendo limitado, da mesma forma que a altura das vigas, devido ao pé direito necessário disponível. Entretanto, este tipo de sistema apresenta vantagens como a possibilidade de poder ser executado tanto em aço como em concreto. Porém, mesmo podendo usar os dois materiais, o concreto armado apresenta-se mais favorável em relação às ligações,

uma vez que se tornam mais baratas e, por serem moldadas *in loco*, acabam funcionando de forma monolítica.

3.4.2 Núcleos estruturais (*shear wall*)

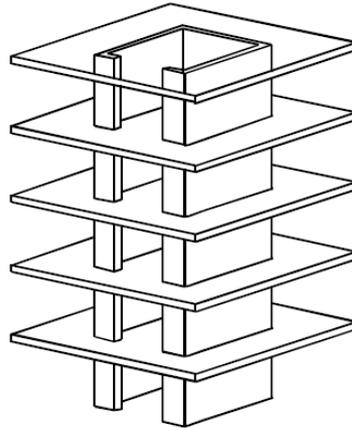
Para edificações com maior altura, os núcleos estruturais ganham importância, sendo geralmente utilizados nas áreas de circulação enclausuradas de forma a não interferir na arquitetura. Assim, costuma-se posicionar estes nas caixas de escadas e poços de elevadores. Os núcleos são constituídos pela união de paredes maciças de concreto em direções diferentes, ou por pilares metálicos contraventados (DIAS, 2004).

Já foram feitos estudos a fim de avaliar a diferença existente entre núcleos estruturais formados por paredes associadas e apenas a utilização de paredes isoladas, como o proposto por Bernardi, Campos Filho e Pacheco (2010). Assim, mostraram que ao considerar as paredes do núcleo associadas ocorre uma diminuição de deslocamento de 17% a 21% em relação às paredes isoladas. Além disso, os núcleos formados pelas paredes associadas obtiveram maior rigidez, evidenciada pela absorção, em média, de 9,6% a mais das cargas do vento na fundação, e, também, apresentaram diminuição dos parâmetros de instabilidade α e γ_z .

Este elemento estrutural é capaz de resistir aos esforços de cisalhamento e momentos nas duas direções. Também pode absorver esforços de torção provindos do carregamento horizontal em casos de assimetria do núcleo, através da consideração de tal fato nos cálculos (SOUSA JUNIOR, 2001).

Os núcleos estruturais em concreto acabam sendo uma necessidade em edificações com fachadas não estruturais, ou seja, que apresentam pouca resistência a impactos. Eles possuem grande resistência aos carregamentos laterais e se sobressaem em relação aos núcleos em aço devido à resistência ao fogo, explosões e impactos. Assim, estão cada vez mais sendo utilizados em *supertall* e *megatall buildings* (ALI; MOON, 2018). Na Figura 24 é ilustrado este sistema estrutural. Paredes de concreto combinadas com pórticos podem ser aplicadas em edifícios de até 40 a 70 andares de altura (ALI; MOON, 2011).

Figura 24 - Núcleo estrutural

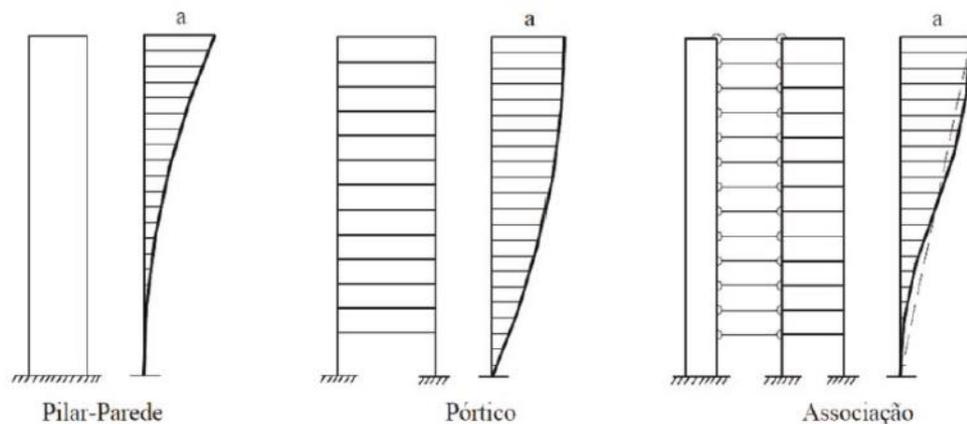


(fonte: PEREIRA, 2000)

3.4.3 Pórtico com núcleo central (*rigid frame and shear wall*)

O sistema estrutural composto por pórticos e paredes é um dos mais, se não o mais, empregado para resistir carregamentos laterais em edificações médias a altas. É utilizado desde edifícios baixos, de 10 andares, até edifícios mais altos, de 50 ou mais pavimentos (TARANATH, 2010). Isso se deve ao excelente desempenho conjunto dos dois sistemas, uma vez que cada sistema independente apresenta uma forma deformada particular. Conforme a Figura 25, é possível observar as diferentes deformadas das duas estruturas, notando que o pórtico possui maior deslocamento nos pisos inferiores que as paredes, sendo que estas apresentam maior deformação no topo, com formato deformado semelhante a consoles.

Figura 25 - Deformadas de parede, pórtico e associação de ambos



(fonte: DINIZ; LAGES; BARBOZA, 2019)

Assim, ao utilizar os dois sistemas conjuntamente, há um ganho de rigidez devido às paredes suportarem o pórtico nos pavimentos inferiores e o pórtico restringir as paredes nos níveis superiores. Entretanto, a vantagem em usar esse sistema depende de outros fatores como, por exemplo, a altura da estrutura e a intensidade da interação horizontal, sendo esta governada pela rigidez relativa das paredes e pórticos.

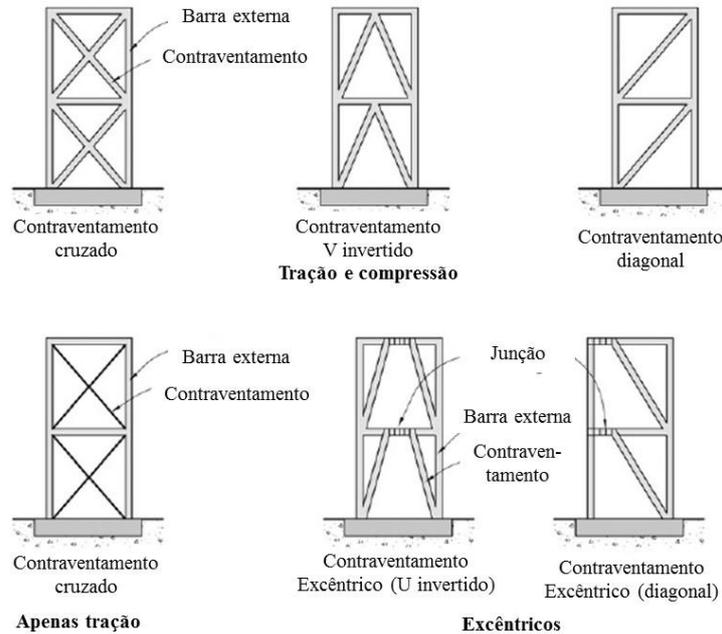
Taranath (2010) ainda menciona que, se a relação entre altura e largura da edificação for superior a seis, então este tipo de sistema pode ser não econômico, se as paredes forem locadas apenas no núcleo. Assim, uma das soluções corresponde à locação de paredes em parte da largura do edifício.

Este sistema permite projetar edifícios com aproximadamente 160 metros de altura mantendo o custo benefício, segundo o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014).

3.4.4 Diagonais de contraventamento (*diagonalised, braced*)

O sistema de pórtico de contraventamento (*braced frame*) é um sistema antigo empregado para resistir aos carregamentos horizontais em edifícios altos. O seu uso é possível através de diferentes tipos de diagonais, como em formato de X, K, zig-zag (*chevron*) e excêntricas, como ilustrado na Figura 26. A escolha destas dependerá da altura e esbeltez da edificação e dos carregamentos horizontais que o edifício estará sujeito.

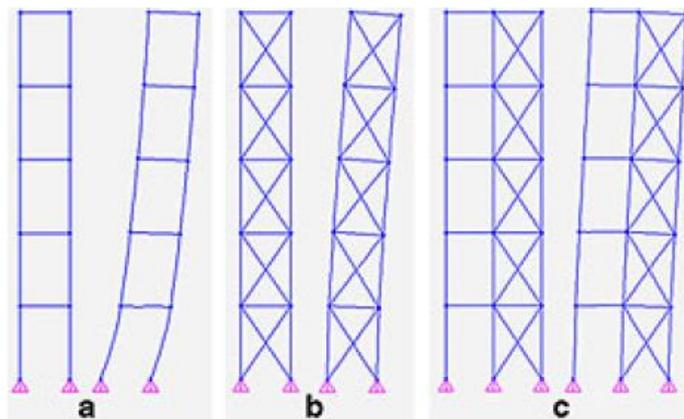
Figura 26 - Diferentes tipos de contraventamento (*diagonal bracing*)



(fonte: HALLEBRAND; JAKOBSSON, 2016 apud CHARLESON, 2008)

Além disso, este tipo de sistema deve ser devidamente pensado em conjunto com a arquitetura, de forma a alocá-lo em paredes cegas, ou então utilizá-lo arquitetonicamente nas fachadas. Em termos de deslocamento, eles funcionam de forma similar às paredes estruturais, apresentando deformação de maneira convexa em relação ao lado de aplicação do carregamento e máximo deslocamento no topo, conforme ilustrado na Figura 27 (DIAS, 2004).

Figura 27 - Deformadas pela ação lateral do vento em: a) pórtico plano; b) pórtico plano enrijecido; c) associação de pórtico plano com pórtico plano enrijecido



(fonte: DIAS, 2004)

No Brasil, costuma-se utilizar pórticos enrijecidos por contraventamento com esses recursos em concreto armado. Mesmo assim, sabe-se que o mais adequado seria a utilização de diagonais metálicas, uma vez que estas podem estar tanto sujeitas à tração quanto à compressão (DIAS, 2004). Ainda, outros empecilhos para o uso do concreto armado podem ser relativos ao detalhamento das ferragens nos nós que recebem vigas, pilares e barras diagonais, e também a própria execução (SOUSA JUNIOR, 2001).

Como em pórticos de contraventamento (*braced frames*) a resistência lateral é dada pelas diagonais, estes sistemas são classificados como altamente eficientes à resistência de cargas laterais. Uma das vantagens do sistema é relacionada ao fato de produzir alta rigidez lateral com uma pequena quantidade de material adicional. Em relação às desvantagens, a maior delas é a limitação dos planos internos e a locação das janelas, além do alto valor associado às conexões (HALLEBRAND; JAKOBSSON, 2016). Mesmo esse sistema sendo eficiente para edificações altas, atualmente, vem perdendo espaço para o sistema de *diagrids*, devido a ser mais pesado e obstrutivo.

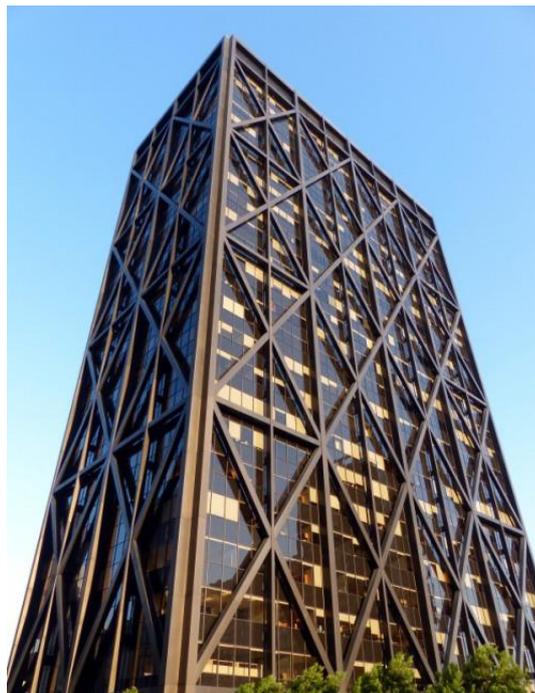
A seguir são mostradas imagens de dois edifícios que utilizam o sistema referido no presente capítulo. A Figura 28 refere-se ao edifício Acal localizado na cidade de São Paulo, com altura de 42 m, constituído de 7 módulos de concreto no sentido horizontal, cada um destes quadrado de lados de 2,65 m, formando 12 módulos na direção da altura da edificação. As diagonais de enrijecimento são em X e os planos existentes nas quatro faces da edificação, os quais comportam os módulos, são suspensos por treliças tubulares. Ainda, o edifício é sustentado por oito pilares periféricos em concreto armado, além de núcleo central.

Figura 28 - Edifício Acal



(fonte: ARCHDAILY, 2015)

A Figura 29 refere-se ao edifício *One Maritime Plaza*, localizado na cidade de *San Francisco*, na Califórnia. Este também tem função comercial, e é uma das primeiras edificações a utilizar o sistema de *braced* externo, sendo finalizado em 1967. É constituído por estrutura em aço, com 121,3 m de altura distribuídos em 25 pavimentos.

Figura 29 - Edifício *One Maritime Plaza*

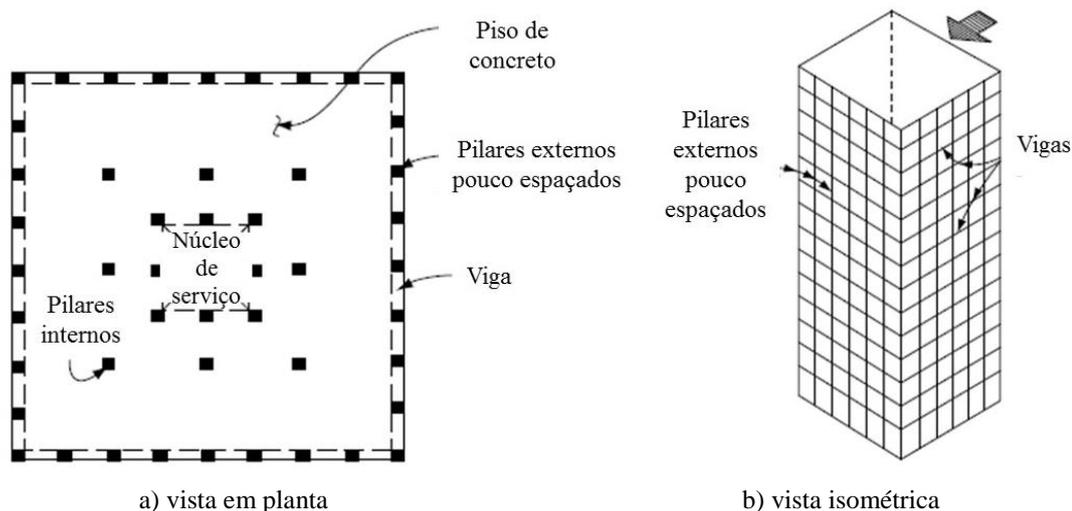
(fonte: CTBUH, 2021)

3.4.5 Tubular (*framed tube*)

À medida que as edificações ficam mais altas, outras soluções estruturais são necessárias como, por exemplo: estrutura tubular de periferia, tubo treliçado em todas as fachadas do edifício, e tubo dentro de tubo (DIAS, 2004). Os pórticos tubulares surgiram nos anos de 1960 e foram muito empregados, de forma eficiente, nas duas décadas seguintes. Porém, posteriormente, seu uso decaiu devido às desvantagens de proximidade das colunas em relação à obstrução de espaços e empecilhos na arquitetura das fachadas. Entretanto, as edificações altas começaram a ter seu uso alterado, crescendo a construção para uso residencial. Assim, estes sistemas acabaram se adequando com maior facilidade aos espaçamentos das aberturas e, portanto, houve o surgimento de novos sistemas derivados do tubular.

As estruturas tubulares são constituídas por pilares periféricos pouco espaçados, conectados rigidamente ao nível dos pisos por vigas que possuem grande altura quando comparadas ao vão, que são os chamados lintéis (SOUSA JUNIOR, 2001). O espaçamento entre os pilares exteriores deve ser de 1,5 a 4,5 metros em relação ao centro e a altura das vigas de 60 a 120 cm (ALI; MOON, 2011). A Figura 30 ilustra o sistema descrito em planta e em vista isométrica.

Figura 30 - Sistema estrutural tubular



(fonte: adaptada de TARANATH, 2010)

O sistema tubular no perímetro estrutural tem a função de resistir aos carregamentos horizontais como um pórtico tridimensional que atua como um balanço engastado no chão. É um sistema poderoso por ter alta eficiência em maximizar a capacidade de tombamento da edificação, além

de permitir uma maior flexibilidade arquitetônica interna devido à grande liberdade interior (ALI; MOON, 2018). O sistema responde aos carregamentos através da combinação de modo de flexão com cortante. O primeiro é relacionado ao encurtamento e alongamento axial dos pilares, enquanto o modo cortante é devido à flexão individual dos elementos que constituem o sistema. Busca-se minimizar a deformação por corte, a fim de se obter a mais eficiente concepção.

Atualmente, mais da metade dos edifícios altos são construídos com sistemas estruturais do tipo tubular. Como os pórticos circunferenciais apresentam função de resistir aos carregamentos horizontais, as colunas no interior da edificação possuem a de absorver apenas carregamentos verticais. Contudo, o que é muito comum é o uso conjunto do sistema tubular com núcleo central, chamado de tubo em tubo, fazendo com que a rigidez da estrutura aumente ainda mais (HAFNER et al., 2021).

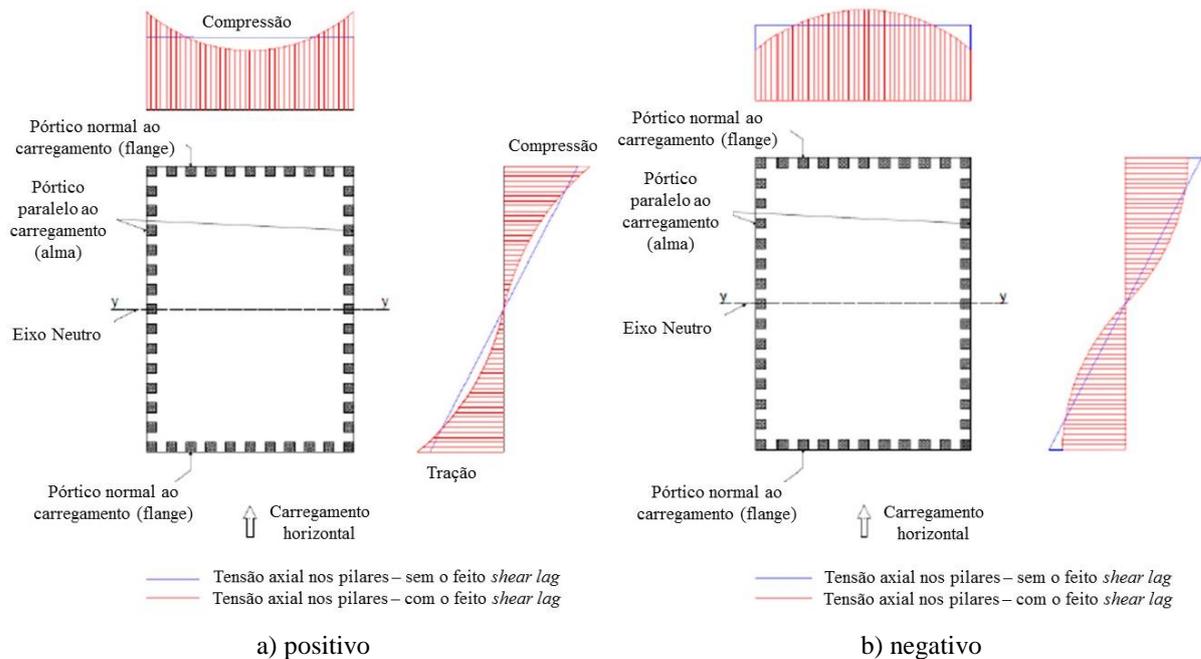
A escolha, concepção e dimensionamento do sistema depende de outros fatores além de compatibilização com demais projetos e cálculo estrutural, como, por exemplo, o custo. Sua economia está relacionada ao espaçamento e a seção dos pilares, altura das vigas do perímetro e a razão das dimensões do plano da edificação. Além disto, uma observação relevante quanto à razão entre as dimensões do plano da edificação, é que se esta for maior que 1:2,5, é provável que seja necessário um sistema de diagonais para verificar o limite dos *drifts* (TARANATH, 2010).

Entretanto, este sistema possui alguns inconvenientes, como, por exemplo, a necessidade da planta do edifício não ser muito complexa, preferivelmente retangular e ser estudado o uso deste juntamente com o projeto arquitetônico (SOUSA JUNIOR, 2001). Além disso, pode-se listar outras desvantagens como as relativas às pequenas aberturas, sendo as dimensões destas condicionadas ao espaçamento entre as colunas exteriores, e a deficiência considerada mais significativa do sistema que é o efeito do *shear lag* (HAFNER et al., 2021). Este ocorre devido à deformação de cisalhamento que provoca uma variação da tensão axial ao longo do elemento.

Conforme estudo de Hafner et al. (2021), ficou evidenciado que o efeito de *shear lag* positivo ocorre nos pavimentos inferiores do edifício, enquanto o *shear lag* negativo aparece nos superiores. Entretanto, a transição entre o positivo e o negativo é relativa à relação das dimensões em planta da edificação. Alguns estudos referentes ao sistema denominado tubo dentro de tubo, mostram que o efeito de *shear lag* negativo aparece mais na parte inferior dos

tubos interiores do que na parte inferior dos tubos exteriores (HAFNER et al., 2021 apud GUAN et al., 2000; LEE et al., 2002; e LEE et al., 2001). A Figura 31 ilustra o efeito *shear lag* positivo e negativo.

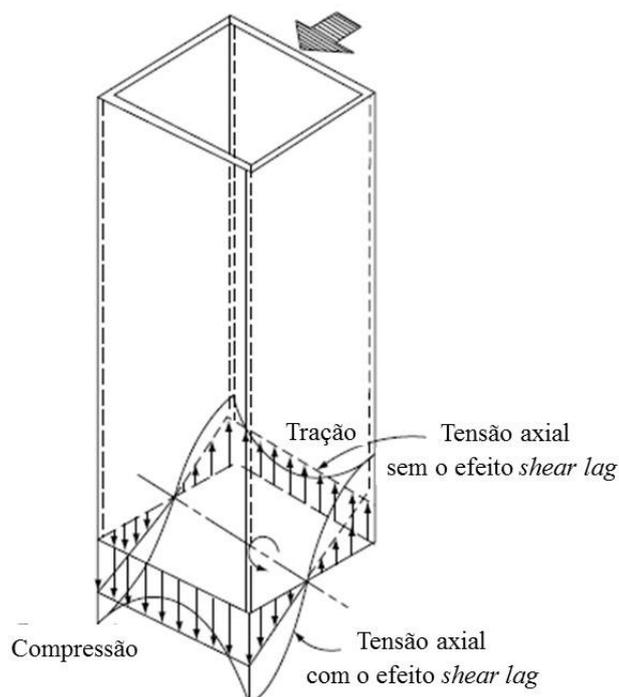
Figura 31 - Efeito *shear lag* positivo e negativo



(fonte: adaptada de HAFNER et al., 2021)

Quando atua o carregamento do vento, as forças axiais nos pilares de canto são superiores e a distribuição destas nos pórticos externos é não linear (ALI; MOON, 2011). Isto ocorre devido à flexibilidade das vigas, assim, o esforço do pilar mais de canto, no pórtico onde o vento incide (perpendicular), ao ser passado para o pilar ao lado, acaba sendo reduzido, fazendo com que os pilares do meio apresentem menores tensões e deformações axiais, conforme mostrado na Figura 32. Essa distribuição de tensões é diferente da existente no caso de o tubo ser com paredes sólidas. A esta diferença da distribuição de tensões dá-se o nome de *shear lag*.

Figura 32 - Distribuição de tensões axiais em uma edificação com e sem o efeito *shear lag*



(fonte: adaptada de TARANATH, 2010)

Assim, a distribuição de tensões nos pilares centrais é menos eficiente do que em um sistema tubular ideal. Isto faz com que a rigidez à flexão e o momento resistente sejam menores e assim, o sistema não seja bem aproveitado. Portanto, o melhor projeto de estrutura tubular é o que busca limitar o efeito de *shear lag* e fazer com que o comportamento da estrutura se aproxime de um balanço vertical (ALI; MOON, 2011).

O sistema de tubos foi o desenvolvimento moderno mais significativo de formas estruturais em edifícios altos. Além de ser de fácil construção e ser muito utilizado em grandes alturas, o sistema é adequado tanto para concreto armado como para aço e costuma ser utilizado para estruturas de 40 a 100 andares, de acordo com Hallebrand e Jakobsson (2016). Entretanto, Ali e Moon (2011) afirmam que o sistema começa a ser ineficiente em estruturas com mais de 60 pavimentos. Convergente a isto, o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014) indica que este sistema permite projetar edifícios de aproximadamente 150 a 170 metros de altura.

A Figura 33 é referente ao edifício *The Plaza on Dewitt*, localizado na cidade de Chicago, com 120,4 m de altura e 43 pavimentos. É uma edificação em concreto que utiliza o sistema de

pórticos tubulares (*frame tube*), a qual foi construída em 1966, sendo a primeira a fazer uso deste sistema. Seu uso é residencial.

Figura 33 - Edifício *The Plaza on Dewitt*



(fonte: CTBUH, 2021)

3.4.6 Tubular com diagonais (*Braced tube*)

O sistema de tubos reforçados com diagonais é normalmente mais eficiente que outros sistemas de tubos compostos apenas por elementos ortogonais. Isso ocorre devido às diagonais também absorverem carregamento lateral através de esforços axiais (MOON, 2011). A eficiência do sistema é aumentada através do uso de um pequeno número de diagonais no perímetro do pórtico. Estas se interceptam nos pilares de canto e cobrem toda a largura do edifício, podendo se estender por múltiplos pavimentos, cruzando pilares e vigas (MOHAMMADI et al., 2018).

A diagonal no plano paralelo ao vento resiste à força cortante, e as colunas verticais, nos planos paralelo e perpendicular ao vento, ficam encarregadas dos momentos de tombamento através de suas ações axiais (MOON, 2011). Devido às forças horizontais serem resistidas pelas diagonais através de esforços de compressão e tração, a flexão nas vigas e pilares é reduzida.

Comparando esse sistema estrutural com o de estruturas com diagonais sem colunas verticais (*diagrid structures*), observa-se que o sistema mencionado é menos influenciado pelo ângulo

das diagonais. Além disso, conforme o espaçamento entre as colunas na direção dos cantos da edificação fica menor, a rigidez lateral aumenta e os deslocamentos laterais diminuem (MOON, 2011).

Este sistema pode apresentar ou não pilares internos. Caso o sistema não possua pilares internos, o perímetro deste suporta não só as cargas laterais como também os carregamentos gravitacionais. Como estes provocam compressão, as colunas a barlavento acabam tendo menor esforço de tração e menor efeito de tombamento no edifício. Assim, o sistema consegue funcionar em edifícios de maior altura em relação à mesma estrutura, porém com pilares internos (ALI; MOON, 2018).

Ao invés de utilizar pilares pouco espaçados como no sistema de pórticos tubulares, é possível deixar um maior espaçamento e enrijecer através do uso de diagonais (ALI; MOON, 2011). Assim, algumas das vantagens deste sistema são a maior liberdade arquitetônica no espaço interno dos ambientes, junção entre desempenho estrutural e a estética do edifício (MOHAMMADI et al., 2018) e a possibilidade de maiores aberturas para as janelas.

Ainda, ao utilizar os elementos diagonais, reduz-se o tamanho dos pilares e vigas. Somando-se a outro benefício, relativo ao aumento da resistência às cargas gravitacionais, devido a uma redistribuição e nivelamento das tensões entre os pilares mais e menos tensionados. Além de todos os pontos positivos já descritos, de acordo com Ali e Moon (2011), esse sistema praticamente elimina o efeito de *shear lag* existente no de pórticos tubulares, devido à rigidez no próprio plano do pórtico externo.

Mazinani et al. (2014) também estudaram o efeito de *shear lag* em sistemas de pórticos tubulares (tubo exterior) e tubulares com diagonais (*braced tube*) em edifícios em aço e constataram que este efeito é menor em sistemas *braced tube* do que em sistemas sem as diagonais. Entretanto, um problema convencional desse sistema é o empenamento das diagonais. Devido a isso, Mohammadi et al. (2018) mostraram uma possível modificação no sistema através de um sistema de eixo e cilindro estriado instalado de forma a absorver energia. Assim, criando uma nova versão de sistema denominada *ribbed braced system*. Este sistema pode ser instalado em seções convencionais de diagonais como uma parte suplementar (MOHAMMADI et al., 2018).

Segundo o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014) esse sistema é adequado para edificações de até 300 metros.

A Figura 34 refere-se ao edifício antigamente denominado John Hancock Center, e agora chamado *875 North Michigan Avenue*, localizado na cidade de Chicago. A estrutura possui 100 pavimentos e 456,9 m de altura, foi finalizada em 1969, sendo a primeira torre de uso misto com restaurantes, escritórios e residências. Possui formato em tronco de pirâmide para reduzir os efeitos do vento, com sistema tubular metálico e diagonais cruzadas, cujos módulos abrangem vários andares.

Figura 34 - Edifício *875 North Michigan Avenue*



(fonte: ARCHDAILY, 2012)

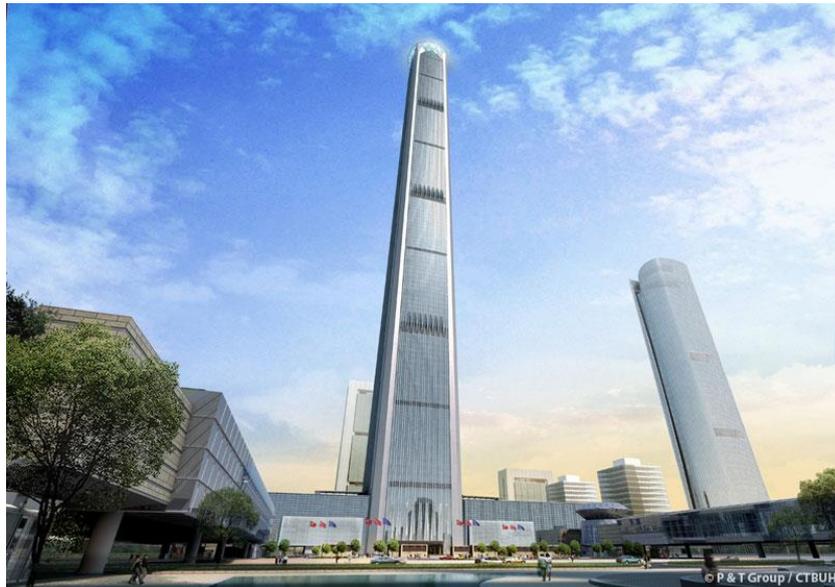
3.4.7 *Braced Megatubes*

O sistema *braced megatubes* é composto por pilares robustos, denominados *megacolumns*, e por diagonais ligando estes (*braced diagonal*). O sistema possui ótima rigidez à flexão contrária aos momentos de tombamento, por isso é mais eficiente que o tradicional constituído apenas por diagonais e tubos e, desse modo, pode ser usado em estruturas de maior altura (ALI; MOON, 2018). Os carregamentos gravitacionais são resistidos através do auxílio de pilares adicionais colocados entre as *megacolumns* dos cantos. Os carregamentos desses pilares são transferidos através de *belt trusses* (cintos treliçados) para as *megacolumns* (MOON, 2018).

Mesmo este sistema sendo um dos mais eficientes frente a carregamentos laterais, ele acaba obstruindo bastante a visão e impactando no planejamento do espaço interior nos cantos da

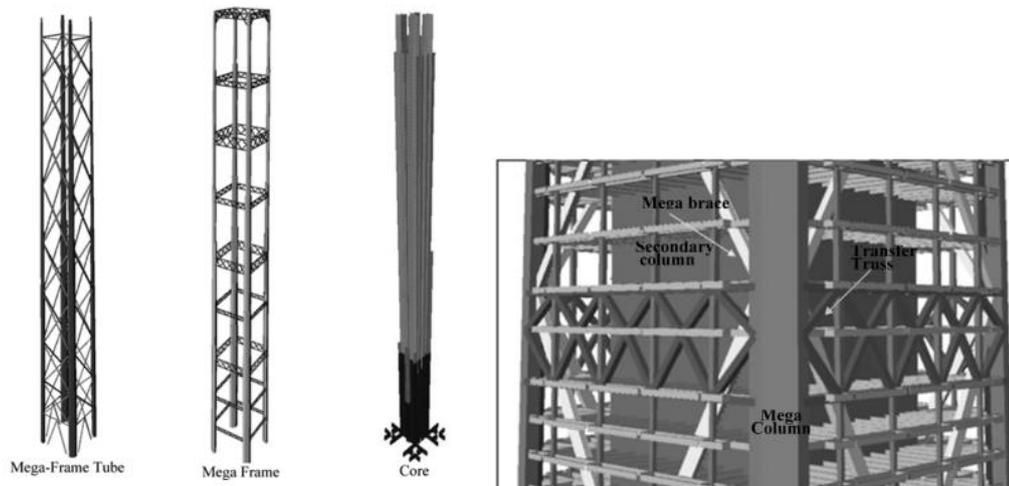
edificação (MOON, 2018). Além disso, conforme a necessidade, é bastante utilizado, conjuntamente, com outros sistemas como *outriggers* e tubos interiores centrais. A seguir são mostradas duas edificações com o sistema relatado no presente capítulo. A Figura 35 e a Figura 36 referem-se ao edifício *Goldin Finance 117*, ainda em fase de execução, sendo projetado para a altura de 596,6 m com 128 pavimentos acima do solo. Este está localizado na China, na cidade de Tianji e possui mega colunas e mega *braces*, além de núcleo central e *outriggers truss* e *belt truss* em alguns níveis.

Figura 35 - Edifício *Goldin Finance 117*



(fonte: CTBUH, 2021)

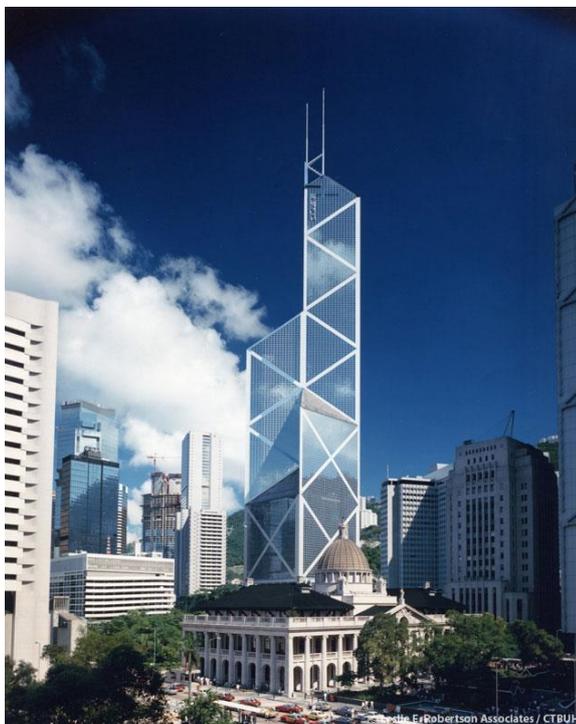
Figura 36 - Sistema estrutural *Goldin Finance 117*



(fonte: LEE et al., 2012)

A Figura 37 refere-se ao *Bank of China Tower*, localizado na cidade de Hong Kong, também na China. Possui 367,4 m de altura, incluindo os mastros e 72 pavimentos sobre o solo, foi finalizado em 1990 e possui finalidade comercial.

Figura 37 - Edifício *Bank of China Tower*



(fonte: CTBUH, 2021)

3.4.8 *Tube-in-tube*

Este sistema é uma combinação de estrutura interior e exterior. Pode ser utilizado como tubo exterior diversos sistemas, como pórtico formado por tubos (tubular), *braced tubes* e *diagrids*, além da necessidade de simulação de um “tubo” no interior, através de um núcleo (ALI; MOON, 2018). O sistema possui maior rigidez devido ao uso de núcleo para resistir parte das cargas laterais, quando comparado apenas com o sistema de pórtico tubular. A laje do pavimento funciona como diafragma, conectando o núcleo e os tubos externos, transferindo o carregamento lateral para os dois (ALI; MOON, 2011).

A Figura 38 corresponde ao *432 Park Avenue*, localizado em *New York*, o qual possui um sistema tubular periférico de 28,5m x 28,5m, com tubo central de dimensões de 9m x 9m, ambos em concreto armado. Além disso, a edificação possui cinco diferentes posicionamentos de

outriggers, cada um correspondendo a dois níveis de altura. A edificação compreende 425,7 m de altura com 85 pavimentos acima do solo.

Figura 38 - *Edifício 432 Park Avenue*



(fonte: CTBUH, 2021)

A Figura 39 é referente ao edifício *Marina 106*, localizado em Dubai, o qual teve início de construção em 2009 e ainda não está finalizado, sendo a previsão para conclusão da obra em 2024. O projeto é de uma edificação residencial de 445 m de altura, com 104 pavimentos acima do solo.

Figura 39 - Edifício *Marina 106*

(fonte: CTBUH, 2021)

Este sistema permite projetar edifícios de aproximadamente 180 a 200 metros de altura, segundo o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014).

3.4.9 *Bundled tube*

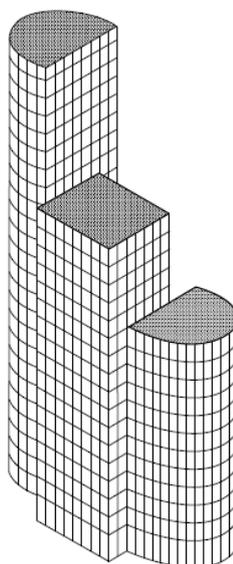
O sistema de tubos amarrados é formado por pórticos paralelos em cada uma das direções, formando através de suas conexões tubos justapostos. O princípio de funcionamento frente aos carregamentos horizontais é o mesmo do sistema tubular, porém, devido aos pórticos internos, na direção perpendicular ao carregamento horizontal, tem-se uma redução do efeito de cisalhamento nas colunas do meio do pórtico e, conseqüentemente, a distribuição dos esforços é melhor e a rigidez lateral também é aumentada, assim, as colunas podem ser mais espaçadas (HALLEBRAND; JAKOBSSON, 2016). Além disso, é possível aumentar ainda mais a eficiência ao utilizar diagonais (ALI; MOON, 2011).

Uma das vantagens do sistema é a redução do efeito de *shear lag*. Os pórticos na direção do vento resistem ao cortante, enquanto os pórticos onde o vento incide (perpendiculares) são responsáveis pelos momentos de tombamento. Devido à rigidez da laje no plano, as forças são transmitidas dos pórticos externos para os internos na direção do vento. O cortante absorvido

por cada um destes é proporcional à sua rigidez lateral. Assim, os pórticos internos na direção do vento reduzem as forças não uniformes causadas pelo efeito de *shear lag* nos pilares e as tensões axiais ficam mais uniformes. Além disso, o sistema resiste bem aos carregamentos torcionais devido à forma fechada de seus módulos (TARANATH, 2010).

Este sistema que constitui tubos individuais conectados de forma a atuar como um único tubo, oferece grande liberdade arquitetônica exterior para variar nos formatos das edificações (ALI; MOON, 2011). Porém o sistema possui colunas internas que diminuem a flexibilidade arquitetônica interior e, portanto, limitam o uso deste frequentemente para edificações residenciais. Na Figura 40 é ilustrado este tipo de sistema.

Figura 40 - Representação do sistema *bundled tube*



(fonte: TARANATH, 2010).

De acordo com o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014), este sistema pode ser utilizado para edifícios maiores que 70 pavimentos. Um exemplo de utilização deste é o *Burj Khalifa*, mostrado na Figura 17, sendo o edifício mais alto do mundo, com 828 m e com 163 pavimentos acima do solo. Sua construção iniciou-se em 2004 e estendeu-se até 2010, sendo utilizado concreto armado, aço, alumínio e vidro como materiais bases. Devido às altas temperaturas de Dubai, as concretagens e período de cura foram bem desafiadores. O edifício é considerado de uso misto, pois abrange hotel, residencial e comercial.

A Figura 41 corresponde ao edifício *Willis Tower*, localizado na cidade de Chicago. Possui 442,1 m de altura com 108 pavimentos sobre o solo. Durante 25 anos foi considerado a edificação mais alta do mundo, sendo finalizado em 1974.

Figura 41 - Edifício *Willis Tower*



(fonte: CTUHB, 2021)

3.4.10 *Diagrids*

Nos últimos anos, o sistema estrutural “*diagrid*” (rede diagonal) vem sendo cada vez mais popular. Ele consiste em uma série de triângulos e vigas horizontais de contorno em formato anelar. Estes geram suporte às cargas de gravidade e aos esforços laterais da estrutura, ao mesmo tempo que aumentam a rigidez e, normalmente, deixam o edifício mais leve que os tradicionais edifícios altos. *Diagrids* geralmente são de aço, assim possuem alta resistência e podem resistir tanto a esforços de compressão como de tração. São sistemas efetivos quanto à minimização das deformações por corte e aumento da resistência à torção (AL-KODMANY; ALI, 2016).

O sistema *diagrid* exerce vantagem sobre o sistema de diagonais (*bracing systems*) devido à possibilidade de redução ou até eliminação dos pilares no entorno do perímetro da edificação. Ambos os sistemas, tubular diagonal (*braced tube*) e *diagrid*, possuem capacidade para eliminar os pilares interiores, facilitando o *design* interior e aumentando aberturas (AL-KODMANY; ALI, 2016). A maior diferença entre o sistema de *braced tube* e *diagrid* é que no primeiro tem-se colunas verticais e diagonais, enquanto o segundo é composto apenas por diagonais. Assim, no sistema de *braced tubes*, os momentos de tombamento e forças cisalhantes laterais são resistidos, respectivamente, pelos elementos verticais e diagonais, enquanto no sistema de *diagrids* ambos são resistidos pelas diagonais (ALI; MOON, 2018).

Para edifícios ultra-altos, com razão entre altura/largura elevada, o sistema *braced tube* tende a ser mais eficiente que o sistema *diagrid*. Entretanto, *diagrids* são mais leves e obstruem menos o espaço, além de possuírem maior flexibilidade estrutural devido às diagonais poderem ser configuradas conforme desejado, ajustando o ângulo para se obter melhor performance estrutural (AL-KODMANY; ALI, 2016).

Neste contexto, para obter-se um sistema mais eficiente, pode-se usar uma combinação variada de ângulos horizontais e verticais. Contudo, sabe-se que a construção com variação de ângulo pode ser mais cara se comparada com o sistema de *diagrid* com ângulos uniformes, devido à complexidade da geometria (ALI; MOON, 2018). Muitos estudos em relação à angulação das diagonais foram e são ainda desenvolvidos, de forma a encontrar um sistema com maior desempenho. De acordo com o Moon (2011), por exemplo, a razão de deformação de flexão/cortante (*bending to shear*) ótima diminui conforme as diagonais ficam mais íngremes, isto, pois, para angulação mais elevada, tem-se uma redução na rigidez ao corte e aumento na rigidez à flexão.

Uma das partes mais positivas do uso de sistemas *diagrids* e *braced* é a união do trabalho entre arquitetos e engenheiros estruturais com o mesmo objetivo, juntando estética com funcionalidade, fazendo com que estrutura seja componente dominante da arquitetura.

Além disso, estruturas com o sistema *diagrid* são mais eficientes que as de pórticos tubulares devido à minimização do efeito de deformação por corte, uma vez que o esforço cortante é suportado através da ação axial das diagonais, enquanto em sistemas tubulares o esforço cortante é suportado pelos pilares e vigas (ALI, 2005).

Este sistema surgiu como uma nova opção estética para edifícios altos, devido à grande pluralidade de estilos das edificações (ALI; MOON, 2011). Nos últimos anos, esse sistema tem sido muito mais empregado que o sistema *braced*. A seguir, são mostradas edificações que fazem uso desse sistema com diferentes formatos. A Figura 42 refere-se ao *Guangzhou International Finance Center* na China. É um edifício recente, finalizado em 2010, com 438,6 m de altura distribuídos em 103 pavimentos, comportando hotel e salas comerciais. O sistema de *diagrid* em aço é aliado ao núcleo central em concreto armado.

Figura 42 - Edifício *Guangzhou International Finance Center*



(fonte: CTBUH, 2021)

A Figura 43 corresponde ao *170 Amsterdam Avenue*, localizado em *New York*. Edifício de 66,2 m de altura, com 20 pavimentos, de uso residencial, finalizado em 2014, apresentando o sistema mencionado com *diagrids* em concreto.

Figura 43 - Edifício *170 Amsterdam Avenue*

(fonte: CTBUH, 2021)

Mesmo sendo mais comum o sistema *diagrid* metálico, optou-se por mostrar na presente dissertação a possibilidade do uso deste também em concreto, como na Figura 44, e também com formatos diferenciados como no *O-14* em Dubai e no *COR Building* em *Miami*.

Figura 44 - Edifício *COR*

(fonte: INHABITAT, 2006)

3.4.11 *Superframe*

Estes sistemas são formados por grandes módulos conectados que possuem altura de vários andares e são alinhados uns sobre os outros. Os módulos são compostos por vigas e pilares que

são internamente reforçados por treliças. Podem possuir diferentes formatos e serem usados para edifícios de até 250 pavimentos ou mais (ALI; MOON, 2018).

A Figura 45 mostra o *Petronas Towers*, composta por duas torres de 451,9 m de altura até suas antenas, com 88 pavimentos, construída em concreto armado, aço e vidro, possuindo uma passarela que liga as duas torres.

Figura 45 - Edificação *Petronas Towers*



(fonte: CTBUH, 2021)

3.4.12 *Outriggers*

O sistema estrutural consiste em um núcleo de concreto ligado aos pilares externos através de elementos horizontais de grande rigidez, denominados *outriggers*. Estes elementos possuem elevada altura, podendo utilizar até um ou dois pavimentos. O núcleo pode ser centrado com *outriggers* estendidos em ambos os lados até os pilares do perímetro ou, então, o núcleo pode ser deslocado com *outriggers* estendidos apenas de um único lado (TARANATH, 2010). Além disso, utilizam-se cintamentos de grande altura em todo perímetro do edifício, de modo a conectar todas as colunas externas.

Quando a edificação é submetida a carregamentos laterais, a rotação do núcleo é restringida pelos *outriggers* e colunas, sendo tracionadas as colunas a barlavento e comprimidas as a sotavento. Devido ao núcleo e aos pilares externos trabalharem de forma conjunta, a rigidez lateral do edifício é aumentada e as deflexões laterais e momentos no núcleo são reduzidos (HALLEBRAND; JAKOBSSON, 2016; SMITH; SALIM, 1983). Ao conectar todas as colunas externas por vigas na fachada do edifício, há um aumento da resistência lateral.

O núcleo é encarregado de resistir à força cortante e uma parte do momento de tombamento, com os elementos verticais que também resistem aos carregamentos gravitacionais. Já o restante do momento de tombamento é resistido pelos pilares conectados ao núcleo através dos *outriggers* (MOON, 2011). Ainda, é importante salientar que os *outriggers* aumentam a rigidez à flexão da estrutura, mas não a resistência ao corte, pois como mencionado, o núcleo resiste sozinho a esta solicitação.

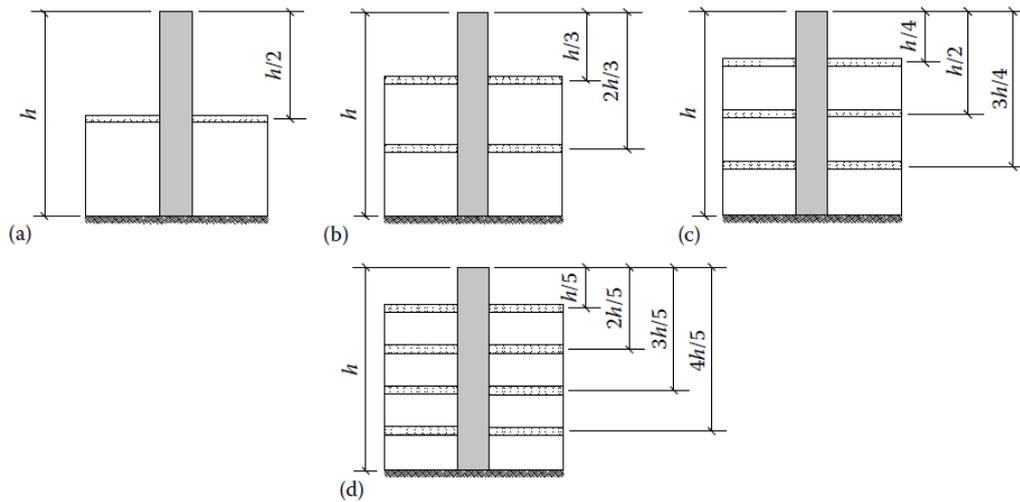
Os formatos mais comuns de *outriggers* são em treliças ou paredes, conforme o material e estrutura da edificação, atuando efetivamente e provocando tração e compressão nos pilares externos. Os elementos denominados “*belt trusses*” são os responsáveis por distribuir estas tensões para o maior número de pilares do pórtico externo, além de minimizar o encurtamento e alongamento diferencial das colunas (ALI; MOON, 2011).

A localização e o número de *outriggers* não é influenciado apenas pela performance estrutural, mas também por outros fatores como a arquitetura, a configuração do espaço e do sistema mecânico do edifício (MOON, 2011). É comum deixar aberturas para portas nos *outriggers* ou, então, utilizar outras opções como vigas mistas e pórticos *vierendeel* estendendo-se através dos pavimentos e atuando como *outriggers* (TARANATH, 2010).

A determinação do posicionamento dos *outriggers* envolve a análise de duas características distintas: rigidez e magnitude de rotação quando sujeito a carregamentos laterais. A rigidez varia inversamente com a distância dos *outriggers* em relação à base, sendo mínima quando o *outrigger* encontra-se no topo e máxima quando locado na base. Em contraposição a isto, o ângulo de rotação de um console (balanço), devido ao seu funcionamento ser similar, quando submetido aos carregamentos horizontais do vento, varia de forma parabólica, sendo o máximo valor no topo do elemento e o menor na base. Assim, ao pensar em termos da rigidez, a melhor posição para o *outrigger* seria na base da edificação, enquanto em termos do ângulo de rotação, seria no topo. Conforme Taranath (2010) explicita, a melhor posição para os *outriggers* será

intermediária a isto. De acordo com o exposto pelo autor, as posições ideais a se instalar os *outriggers* são resultando em partes iguais, correspondentes ao número de elementos a serem instalados, conforme Figura 46.

Figura 46 - Melhor localização de *outriggers*: a) um *outrigger*; b) dois *outriggers*; c) três *outriggers*; d) quatro *outriggers*



(fonte: TARANATH, 2010)

De acordo com Wu e Li (2003), o sistema estrutural composto por *outriggers* é considerado um dos mais efetivos para aumentar a rigidez lateral e estabilidade global e, por isso, é largamente utilizado em edifícios altos. Conforme mencionado por Zhou; Luo; Li (2018) apud Taranath (2016) e Kian (2004), o uso de sistemas com *outriggers* aumentam em aproximadamente 30% a rigidez lateral e reduzem de 25% a 32% os deslocamentos.

Uma das maiores vantagens do sistema é que os pórticos externos são constituídos por vigas e pilares com conexões simples, assim, não possuindo grandes gastos como os necessários para formação de pórticos rígidos. Além disso, outros pontos positivos podem ser citados, como a possibilidade de construção tanto em concreto, como em aço, como de forma mista, o uso das vigas (*belt trusses*) que diminuem o encurtamento diferencial dos pilares (ALI; MOON, 2018) e o espaçamento dos pilares externos que permite facilidades funcionais e estéticas (ALI; MOON, 2011).

Este sistema tem sido bastante popular, e isso se deve também à variedade que os arquitetos encontram em opções de fachada através de seu uso, uma vez que podem ser utilizadas treliças, *vierandells*, paredes e *outriggers* virtuais (ALI; MOON, 2018). A potencialidade do sistema foi indicada para edificações de até 150 pavimentos e possivelmente maiores, conforme Ali e Moon

(2011) e até 350 metros, segundo o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014).

Por ser um sistema que possui crescente utilização, acaba por ser muito estudado em vários aspectos. Entre estes, pode-se citar Zhou, Lu e, Li (2018) que também buscaram estudar uma estrutura que combinasse análise de segurança e estabilidade durante a construção, considerando os *outriggers* em estado de serviço e identificando a posição ótima para instalação do sistema em edifícios altos.

Além disso, sabe-se que um dos maiores problemas associados a edificações altas, refere-se à segurança e conforto do usuário frente às ações do vento. Assim, esse problema pode ser minimizado através do uso de amortecedores, para controlar a aceleração provocada pelo vento. Estes são instalados nas conexões entre o *outrigger* e os pilares externos na direção vertical. Assim, as acelerações e vibrações induzidas pelo vento podem ser reduzidas a limites aceitáveis (ALI; MOON, 2018).

As figuras a seguir mostram edificações que utilizaram o sistema descrito no presente item. A Figura 47 refere-se ao *Shanghai World Financial Center*, o qual foi projetado com sistema de *tube-in-tube* com núcleo em concreto e externamente *braced megatube*, com *outriggers* ligando-os. Possui 492 m de altura e 101 pavimentos sobre o solo, sendo finalizado no ano de 2008, comportando funcionalidades de escritórios, hotel, museus, garagens e observatórios.

Figura 47 - Edifício *Shanghai World Financial Center*



(fonte: CTBUH, 2021)

A Figura 48 refere-se ao edifício *Shanghai Tower*, finalizado em 2015. Também é localizado na China, com 632 m de altura, composto de 128 pavimentos acima do solo, sendo o segundo maior edifício do mundo. Possui função de hotel, escritórios, lojas e observatório. Seu sistema estrutural é composto por *megaframe*, núcleo, *outrigger truss* e *belt truss*, sendo as mega colunas inclinadas.

Figura 48 - Edifício Shanghai Tower



(fonte: CTBUH, 2021)

3.4.13 *Belt/bandage systems*

Pode ser considerado como uma modificação do sistema de *outrigger*, considerado também como “*outrigger virtual*”, pois o carregamento lateral pode ser transferido sem a conexão direta entre o *outrigger* e o núcleo. A laje do pavimento atua como diafragma e transfere os esforços do núcleo para o as *belt wall/truss*, que por serem conectadas com as colunas exteriores, repassam os esforços a estas. Esta solução é interessante, pois, além de repassar parte dos esforços laterais para os pilares externos, não limita o uso do espaço interno da edificação, uma vez que estes elementos são externos (KAREEM; KIJEWski; TAMURA, 1999).

Para que o sistema funcione, as lajes devem ser projetadas de forma diferenciada dos demais pavimentos, possuindo espessura e rigidez adequada. Entretanto, o sistema de *outrigger* convencional com *outriggers trusses* ou *outrigger wall* apresenta performance estrutural superior a este com *outrigger virtual*.

A Figura 49 mostra o edifício *Tower Palace Three*, Tower G, localizado na Coreia do Sul. A edificação apresenta 263,7 m de altura e 73 pavimentos, seu uso é residencial e possui diferentes materiais na sua estrutura, portanto é denominada *composite*, apresentando núcleo em concreto armado, colunas mistas de aço revestido por concreto e laje em aço. O sistema de *outrigger* indireto aplica-se com *belt wall* no perímetro externo, sendo de concreto armado com 8 metros de altura aplicados nos níveis mecânicos 16 até 17 e 55 até 56.

Figura 49 - Edifício *Tower Palace Three*



(fonte: CTBUH, 2021)

3.5 INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE DIFERENTES SISTEMAS ESTRUTURAIS

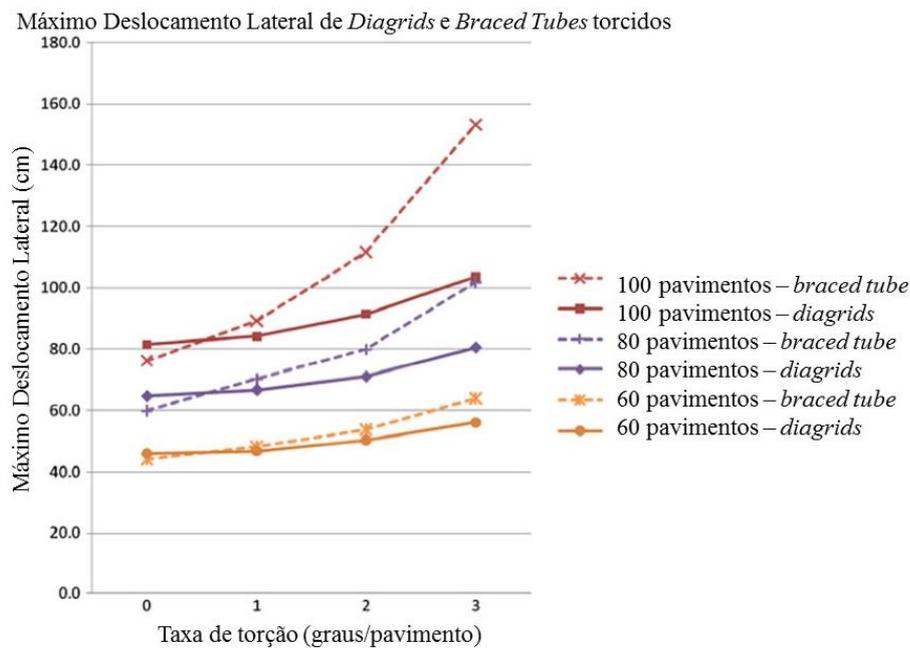
Edifícios altos estão evoluindo rapidamente devido ao grande desenvolvimento tecnológico e ao impacto no ambiente em escala urbana, regional e até global. Os sistemas estruturais são a tecnologia fundamental para tal e por isso estão se desenvolvendo de forma rápida para atender às demandas (ALI; MOON, 2018).

Sistemas com núcleo-*outrigger* e *megacolumns* continuam ganhando espaço e popularidade em *supertall* e até *megatall buildings*, devido à adaptabilidade a diferentes configurações e

flexibilidade quanto à fachada (ALI; MOON, 2018). Além disso, estruturas tubulares também estão ganhando espaço e apresentando-se em versões modificadas. O tradicional *braced tube* retorna através do sistema *diagrids* e *braced megatubes*, devido à eficiência estrutural e ganho na estética das fachadas.

A escolha pelo sistema depende de vários fatores. Conforme mostrado por Moon (2014), Figura 50, por exemplo, se a edificação não apresentar formato torcido, o sistema de *diagrids* e o de *braced tube* resultam em deslocamentos laterais semelhantes, porém menores no sistema de *braced*. Em contrapartida, quanto maior a torção e altura do edifício, mais o sistema *diagrid* se mostra superior ao *braced*.

Figura 50 - Deslocamento lateral máximo em edificações com torção para *diagrids* e *braced tubes*



(fonte: adaptada de MOON, 2014)

Assim, como já mencionado, em edifícios sem torção o sistema de *braced tube* se sobressai ao de *diagrids*. Segundo Al-Kodmany; Ali (2016), o *braced tube* é mais eficiente para edifícios *ultra-tall*, com elevada relação entre altura e largura. Entretanto, como o sistema *diagrid* possui elementos mais leves e menos obstrutivos, boa flexibilidade em relação as diagonais quanto a modulação e ângulos de modo a unir arquitetura e estrutura, acaba por vezes sendo o escolhido.

Segundo o Boletim 73 da FIB (THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6, 2014), os sistemas de *bundled tube*, *braced tube* e *outriggers* são para edificações consideradas *super-tall*.

4 PROJETO DE ESTUDO

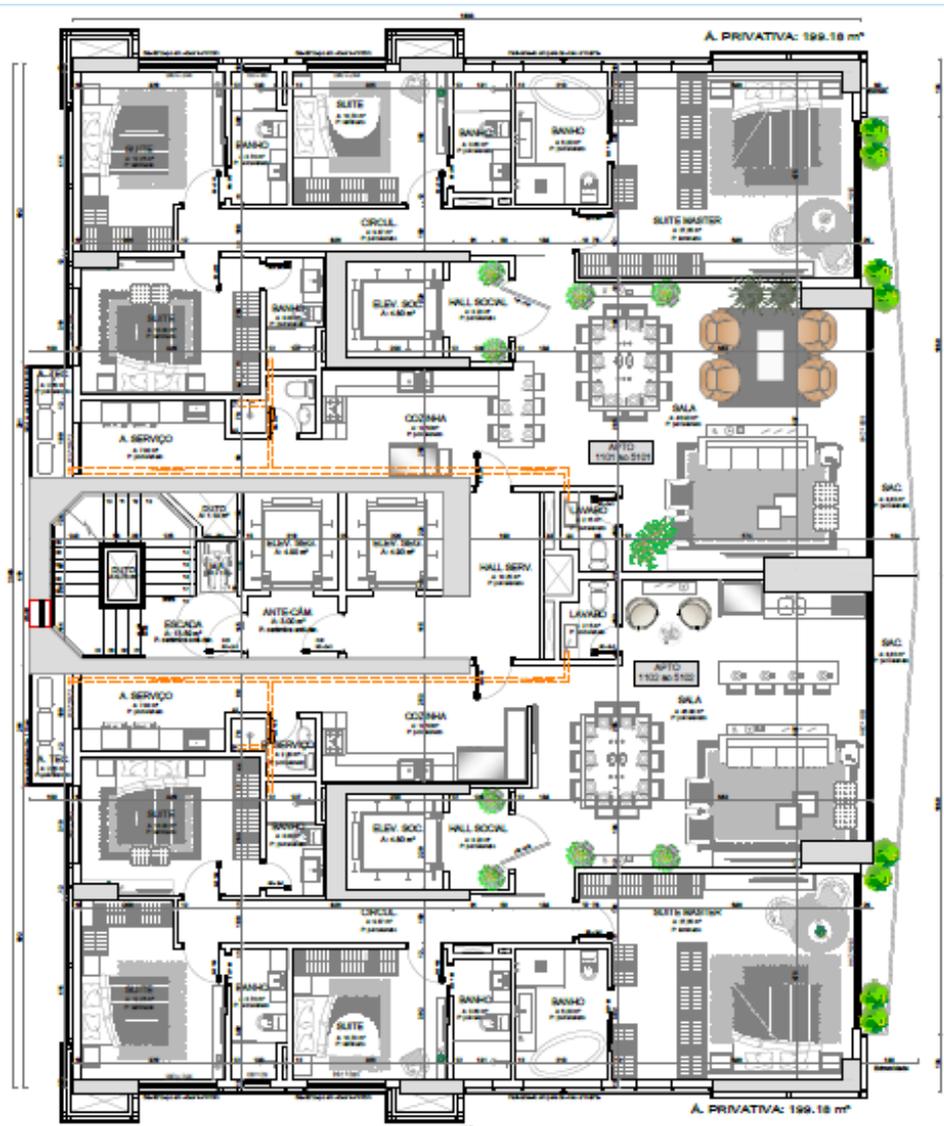
O presente capítulo apresenta a descrição do edifício em estudo, mostrando a planta do pavimento tipo e demais informações pertinentes sobre o projeto e a localização do mesmo. Também são comentados e mostrados os carregamentos adotados.

4.1 DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DO PROJETO

O corresponde a um edifício residencial com torre única, localizado à beira mar, na cidade de Balneário Camboriú, no estado de Santa Catarina. A edificação possui um subsolo destinado a garagens e áreas técnicas para instalações. O pavimento térreo corresponde a salas comerciais, seguido por um mezanino também referente a estas. O nível seguinte, denominado garagem 01, corresponde a um nível de garagem que abrange apenas os setores fora da projeção da torre (setores 2 e 3), identificados na sequência. Posteriormente, têm-se mais quatro níveis de garagens, depósitos e áreas técnicas para instalações, abrangendo todos os setores, ou seja, também a torre. Na sequência, tem-se o pavimento lazer 01, compreendendo a sala de jogos, brinquedoteca, salões de festas, cozinha, quadra de esportes e áreas externas. Os pavimentos seguintes correspondem à torre única da edificação. A seguir, tem-se o lazer 02, constituído por espaço fitness, pilates, sauna, espaço descanso, piscina e piscina rasa, hidro e sala de estar. O nível seguinte, 10º pavimento, corresponde ao primeiro pavimento tipo, diferenciando-se dos demais apenas pela maior área de sacada. Os pavimentos tipos se estendem do 10º pavimento ao 52º pavimento, portanto 43 andares, tendo dois apartamentos em cada andar. A Figura 51 mostra esta representação arquitetônica em planta baixa. Os níveis do 53º ao 57º pavimentos correspondem ao tipo *master* com apartamento único por andar. Na sequência, tem-se a cobertura, a casa de máquinas e o reservatório, nesta ordem. A cobertura apresenta áreas com piscina funda e rasa, bares e locais de descanso. O último nível da edificação da torre corresponde ao heliponto. A Figura 52 ilustra um corte, correspondente ao setor 1, em toda altura do edifício, de modo a melhor visualizar a diferença de área em planta entre os pavimentos do embasamento e da torre. A edificação possui altura de 193,78 m considerando-se o nível acabado (arquitetônico) e 193,60 m no nível referente à estrutura. Além disso, possui pé direito variável em sua elevação, porém, em sua maioria de 3,24 m associados aos pavimentos tipo.

No nível correspondente à mudança de área em planta entre o embasamento e a torre, tem-se a ocorrência do efeito *backstay* que se refere ao fenômeno de inversão do cisalhamento, devido ao primeiro nível do embasamento possibilitar um travamento da torre, uma vez que a rigidez da parte inferior da edificação é muito mais alta. O modo correto para consideração desse efeito é através da adoção de flexibilidade adequada do último pavimento do embasamento, pois é por meio da laje deste que ocorre a transmissão dos esforços das paredes internas para o sistema externo. Portanto, esses elementos devem ser devidamente verificados e analisados para evitar ruptura por cisalhamento. Além disso, o mesmo efeito é encontrado em pavimentos travados pelo solo, como no primeiro nível da edificação que corresponde ao subsolo, sendo necessária verificação dos cortantes nas paredes deste.

Figura 51 - Planta baixa do pavimento tipo



(fonte: fornecido por BM INTEGRADO, 2021)

Figura 52 - Corte arquitetônico em toda altura do edifício

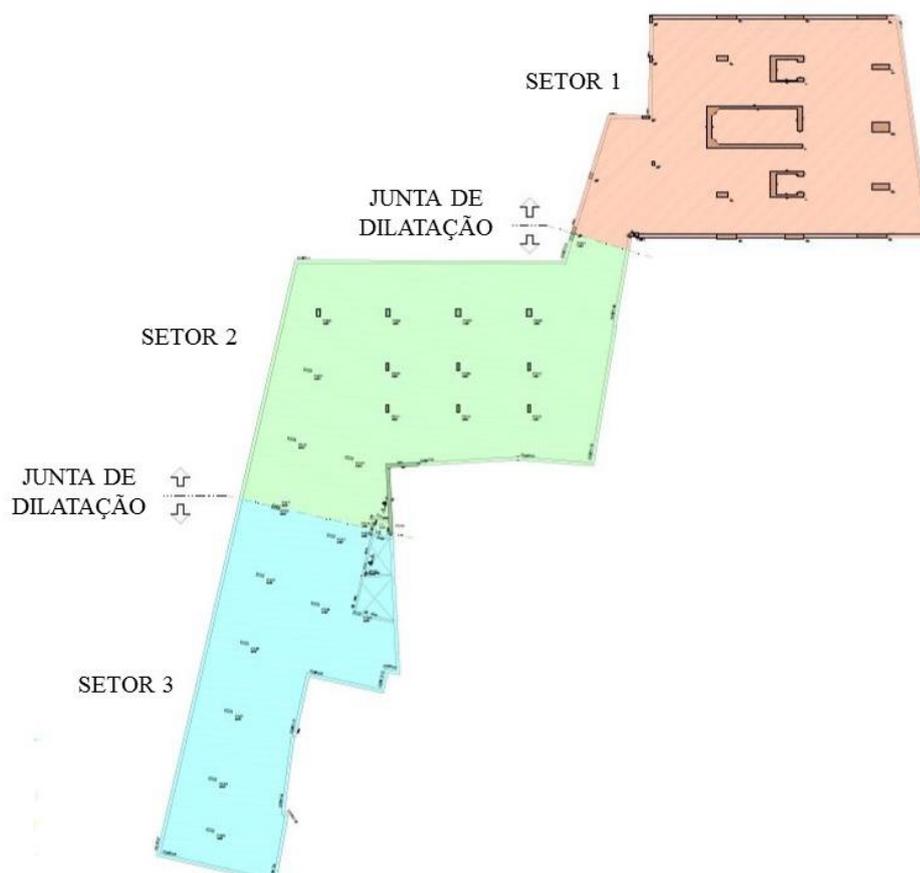


(fonte: fornecido por BM INTEGRADO, 2021)

Salienta-se, ainda, a existência de duas juntas de dilatação que se estendem desde o subsolo até o pavimento lazer 01. Estas são de grande importância, tanto pela questão estrutural como também pela possibilidade de utilização de diferentes materiais e classes de resistência a

incêndios para edificação. Assim, é usada a denominação de setor 1 à parte correspondente à projeção da torre, setor 2 à parte intermediária em planta referente a edificação que se estende até o pavimento lazer 01, e setor 3 à parte de extremidade em planta até este mesmo nível recém mencionado, conforme Figura 53.

Figura 53 - Juntas de dilatação e denominação dos setores



(fonte: BM INTEGRADO, 2021)

No presente trabalho, é modelada apenas a parte correspondente ao setor 1, uma vez que os parâmetros a serem analisados remetem às edificações altas, voltando-se, principalmente, para os carregamentos do vento e análises não lineares que exercem maior impacto em alturas mais elevadas. Assim, essa consideração pode ser feita sem prejuízos no projeto devido à própria definição de junta de dilatação que remete à não transferência de esforços.

4.2 CARREGAMENTOS E CONSIDERAÇÕES

A edificação em projeto enquadra-se, conforme tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), na Classe de Agressividade Ambiental III (CAA III), segundo projeto estrutural existente,

considerando a classificação geral do tipo de ambiente como marinha. Ainda, segundo a tabela 2 da NBR 12655 (ABNT, 2006), para classe de agressividade III com elementos estruturais em concreto armado, a relação água/cimento deve ser inferior a 0,55, a classe do concreto utilizada deve ser superior a C30 e o consumo de cimento por metro cúbico de concreto deve ser maior que 320 kg/m³. Assim, adotou-se como classe de resistência C35 para os setores 2 e 3, enquanto para o setor 1 variou-se a classificação conforme altura, sendo do subsolo até o 24º pavimento utilizada classe C50, do 25º ao 44º pavimento a estrutura foi projetada com classe C40 e do 45º pavimento ao heliponto com classe C35. Esta variação de resistência do concreto, provinda do projeto estrutural original fornecido pela empresa BM Integrado (2021), tem como objetivo atingir o melhor custo-benefício à edificação, bem como o adequado desempenho frente às solicitações de serviço e ao alojamento das armaduras nos elementos, contribuindo, assim, para a qualidade final da estrutura. Os módulos de elasticidade adotados correspondem aos determinados através do item 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014), relativos à equação 18, considerando-se como agregado o granito.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (18)$$

Sendo:

E_{ci} = Módulo de elasticidade longitudinal (MPa);

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão (MPa);

α_E = Coeficiente variável com o tipo de agregado (granito=1).

Na Tabela 3 são mostrados os valores dos módulos de deformação tangente inicial e secante do concreto obtidos para cada uma das classes de resistência utilizadas.

Tabela 3 - Módulos de deformação

Classe	α_E	E_{cs} (MPa)	E_{ci} (MPa)
C35	1,0	29403	33130
C40	1,0	31876	35418
C50	1,0	36628	39598

(fonte: elaborada pela autora)

Os cobrimentos adotados para a classe de agressividade III foram extraídos da tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), assim como a possibilidade de redução de 5 mm destes, devido às classes de resistências dos concretos serem maiores que o mínimo exigido. Portanto, resultando nos valores expressos na Tabela 4.

Tabela 4 - Cobrimentos adotados para cada elemento estrutural

Elemento Estrutural	Cobrimento (cm)
Blocos de coroamento	3,5
Pilares	3,5
Pilares em contato com o solo	4,0
Vigas	3,5
Lajes Convencionais	2,5 e 3,0

(fonte: elaborada pela autora)

Conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012), a ação de incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio padrão. Esse intervalo é o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), definido a partir das características da construção e do seu uso, conforme IN14 (CBMSC, 2020). O TRRF correspondente ao Setor 1, conforme a tabela do anexo B da IN14 (CBMSC, 2020), é de 150 min. Pode-se reduzir, conforme normatização, o tempo em até 30 min, ou seja, de 150 min para 120 min. Já para o Setor 2 e 3 tem-se 60 min como TRRF, não podendo reduzir este valor.

Em relação às ações, atentou-se a NBR 6120 (ABNT, 2019) para a determinação das cargas acidentais, já as permanentes foram determinadas através do projeto de paisagismo e do conhecimento prévio sobre os padrões do cliente. Na Tabela 5, são listados os carregamentos empregados por pavimentos.

Tabela 5 - Carregamentos adotados em cada pavimento

(continuação)

Pavimento	Permanente (kN/m²)	Acidental (kN/m²)	Descrição
1º Subsolo	10	50	Poços dos elevadores sociais e lazer
	0,5	3	Área de circulação, escada, garagem e área técnica
Térreo	2	4	Salas comerciais na projeção da torre
	2,5	3	Acesso e rampa de veículos
	0,5	3	Escada
	5	3	Áreas externas
	3	4	Hall de entrada
	10	10	Poço de elevador
Mezanino	2	3	Salas comerciais
	0,5	3	Escada
	5	3	Área técnica
	2,5	3	Rampa de veículos
Garagem 01 a 05 – (3º ao 7º pavimento)	0,5	3	Garagem, escada e área de circulação
	0,5	3	Rampa de acesso para veículo
Lazer 01	1,7	3	Festas/Cozinha
	1,7	3	Área de circulação interna
	0,5	3	Escada
	8	3	Área externa (floreiras)
	5	3	Área externa social e quadra de esportes
Lazer 02	1,7	3	Área de Circulação/Descanso/Pilates
	2,5	3	Sauna
	0,5	3	Escada
	16	3	Piscina

(conclusão)

Pavimento	Permanente (kN/m²)	Acidental (kN/m²)	Descrição
Lazer 02	8	3	Piscina rasa
	13	3	Hidro
	1,7	3	Espaço fitness
1º pavimento Tipo - 10º pavimento	1,7	1,5	Suíte/Sala/Cozinha/Banho/Lavabo
	0,5	3	Escada
	1	3	Área técnica
	2	3	Sacada
Tipo - 11º ao 57º Pavimento	1,7	1,5	Suíte/Sala/Cozinha/Banho/Lavabo
	0,5	3	Escada
	1	3	Área técnica
	2	3	Sacada
Cobertura	13	3	Piscina funda
	8	3	Piscina rasa
	2,5	3	Área de circulação/Bares
	0,5	3	Escada
	8	3	Área de descanso/Deck
	2	3	Mirante
Casa de máquinas	2,5	3	Laje cobertura
	30	30	Lajes de apoio a máquina de elevadores
	10	3	Floreira
	1,7	3	Área de circulação
	0,5	3	Escada
Reservatório Superior	16	3	Reservatório
Heliponto	2	3	Laje
	0,5	3	Escada

(fonte: elaborada pela autora)

Para o heliponto são considerados no projeto os seguintes casos de cargas variáveis de forma independente:

- a) carga uniformemente distribuída de 3 kN/m²;
- b) carga uniformemente distribuída de 1 kN/m² em conjunto com um par de cargas concentradas conforme expresso na norma referente a categoria de helicópteros para projeto, posicionados na área de pouso de forma a produzir os esforços solicitantes mais críticos para o dimensionamento;
- c) se for o caso, ações de outros veículos, conforme item 6.6 da NBR 6120 (ABNT, 2019).

Nos pavimentos com garagens sobressolo, onde existe a possibilidade de um veículo colidir com as vedações de periferia, está prevista a carga horizontal concentrada com intensidade de 25 kN, aplicada a 50 cm a partir do piso. Também é verificada a colisão de um veículo com os pilares como ação excepcional, com forças de 100 kN e 50 kN aplicadas a 50 cm a partir do piso.

As vedações externas e divisórias internas são constituídas de alvenaria de blocos cerâmicos de 19 cm, 14 cm e 9 cm. A Tabela 6 indica o carregamento permanente utilizado para esta representação.

Tabela 6 - Carregamento permanente das vedações

Total por parede de vedação	Permanentes (kN/m ²)
Parede externa/interna com blocos de 19 cm	2,3
Parede externa/interna com blocos de 14 cm	1,9
Parede interna com blocos de 9 cm	1,6

(fonte: elaborada pela autora)

Dentre as soluções analisadas, foi adotada para o empreendimento a constituída em concreto armado com lajes maciças até o Lazer 02, laje nervurada do 1º tipo (10º pavimento) até a cobertura e, posteriormente, lajes maciças da casa de máquinas até o heliponto. Como trata-se de um projeto real, foram feitos alguns estudos referentes às possíveis alternativas, tendo-se adotada a recém referida por apresentar menor custo. Esta é a solução considerada nesta

dissertação. Salienta-se que o projeto base (Modelo Original) foi adotado inteiramente conforme projeto estrutural correspondente ao estudo preliminar.

Os carregamentos do vento provindos da análise dinâmica, realizada por profissional especializado no assunto, Sérgio Eduardo Stolovas, correspondem a 18 casos. Destes, 12 casos referem-se a direções específicas do vento e os outros 6 restantes relacionam-se com análises de envoltórias de parâmetros específicos. No anexo A, apresenta-se os valores das forças horizontais e verticais e dos momentos no plano da edificação para cada um dos andares e casos, além de imagem mostrando as 12 direções específicas de análise.

5 CONSIDERAÇÕES PERTINENTES À MODELAGEM

As análises dos diferentes sistemas estruturais foram feitas por meio do programa ETABS versão Ultimate 19.1.0. Este é um dos programas mais utilizados a nível mundial na modelagem de edifícios altos, devido às amplas e robustas ferramentas de uso.

Neste capítulo são apresentadas informações referentes ao *software*, ferramentas e elementos utilizados para modelagem. Também são indicadas as análises e parâmetros adotados e os dados empregados, bem como as combinações necessárias por norma e a validação do modelo por meio do *software* TQS.

5.1 TIPOS DE ELEMENTOS EMPREGADOS

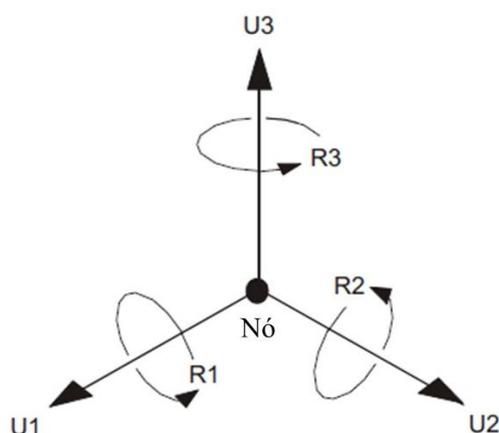
No ETABS, a modelagem é feita tridimensionalmente utilizando-se o método dos elementos finitos. Para isso, são empregados elementos de barra (*frame*) e elementos de casca (*shell*). A seguir, são descritos estes elementos.

5.1.1 Elementos *frame*

O elemento denominado como *frame* refere-se a um elemento de barra que possibilita a modelagem estrutural de pórticos, sejam estes planos ou espaciais, pilares, vigas, grelhas e diagonais de contraventamento. Este elemento é determinado através da união de dois nós, denominados I e J, formando uma linha. Esta linha está localizada no centroide da seção transversal empregada. Assim, o eixo longitudinal do elemento *frame* coincide com o mesmo.

Na maioria dos casos, o sistema de coordenadas X-Y-Z é usado como sistema de coordenadas globais e o sistema de coordenadas 1-2-3 como sistema de coordenadas locais para todos os nós do modelo. Cada nó possui seis graus de liberdade, sendo três translações (U_1 , U_2 e U_3 ou ainda, U_x , U_y e U_z) e três rotações (R_1 , R_2 e R_3 ou ainda, R_x , R_y e R_z), indicados na Figura 54.

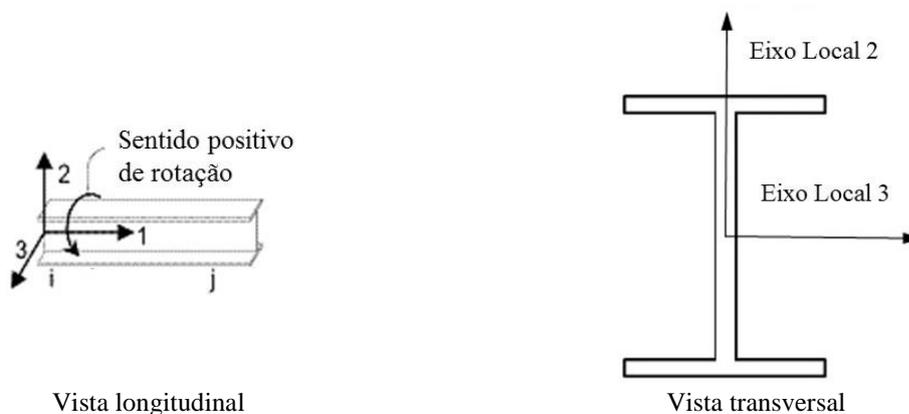
Figura 54 - Graus de liberdade de um nó de pórtico



(fonte: adaptada de MANUAL CSI, 2021)

Já os elementos, em geral, possuem seus próprios sistemas de coordenadas locais designados como eixos 1, 2 e 3. Para o elemento *frame*, o eixo 1 refere-se ao eixo longitudinal, sendo o sentido positivo deste, do nó I para o nó J. Os eixos 2 e 3 estão contidos em planos perpendiculares ao eixo do elemento e a direção e sentido destes obedece a regra da mão direita. Quando o elemento *frame* encontra-se na vertical, o eixo 2 assume a direção do eixo X global, porém quando o elemento está na horizontal, então o eixo 2 é na direção do eixo Z global e, em casos que o *frame* assume um ângulo qualquer, o eixo 2 é também na direção do eixo Z global. Os eixos locais do elemento são utilizados para definir as propriedades geométricas da seção transversal. Na Figura 55 são ilustrados os eixos locais do elemento de barra em duas diferentes vistas.

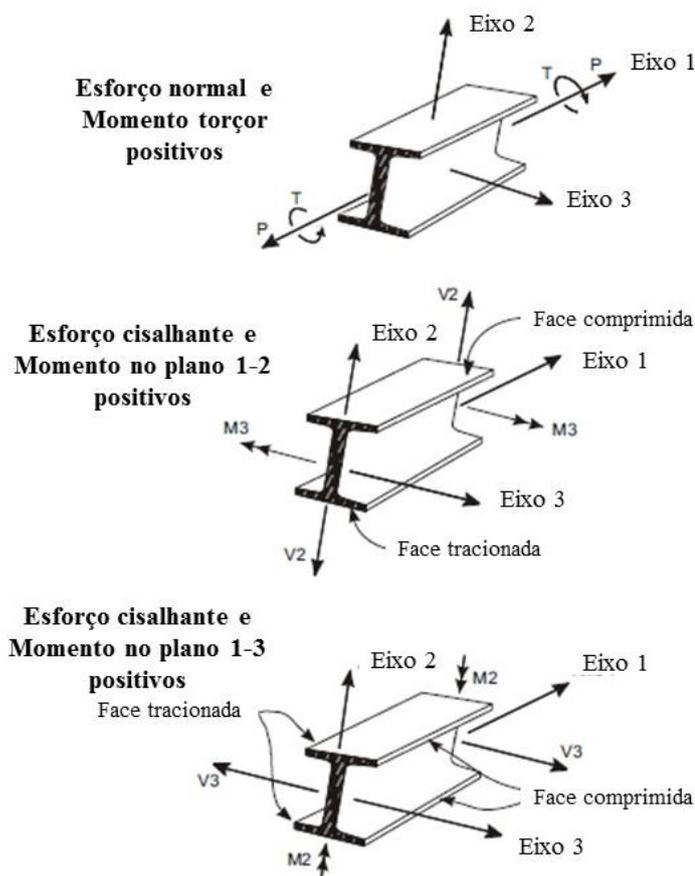
Figura 55 - Eixos locais do elemento de barra



(fonte: adaptada de MANUAL CSI, 2021)

Neste elemento são consideradas as deformações axiais, de torção, de flexão e cisalhamento. E, assim, os esforços internos são dados como força cisalhante e momentos fletores em relação aos eixos 2 e 3, esforço normal e momento torçor, conforme representação na Figura 56.

Figura 56 - Esforços internos no elemento de barra



(fonte: adaptada de MANUAL CSI, 2021)

No presente trabalho, utilizaram-se diferentes seções para estes elementos correspondentes aos pilares e vigas. Essas últimas só não foram modeladas como *frame* quando apresentavam altura muito elevada, referente aos pavimentos que simulavam *outriggers*, na versão original do projeto estrutural, e vigas altas que abrangiam desníveis nos pavimentos de lazer. A cada uma das seções foram atribuídas as diferentes características dos materiais, relativo às classes de resistência do concreto, as dimensões transversais e os parâmetros relacionados às armaduras passivas, para posterior possibilidade de dimensionamento. A Figura 57 ilustra os dados de entrada iniciais para este tipo de elemento.

Figura 57 - Entrada de dados para elementos frame

The screenshot shows a software dialog box for defining frame element properties. It is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for Property Name (V19x40), Material (C50), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Display Color (yellow), and Notes (Modify/Show Notes...).
- Shape:** Section Shape is set to Concrete Rectangular.
- Section Property Source:** Source is User Defined.
- Section Dimensions:** Depth is 400 mm and Width is 190 mm. A 'Show Section Properties...' button is located below these fields.
- Property Modifiers:** A 'Modify/Show Modifiers...' button with the text 'Currently Default' below it.
- Reinforcement:** A 'Modify/Show Rebar...' button.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.
- Checkboxes:** An unchecked checkbox labeled 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left.

On the right side, a diagram shows a vertical rectangular section with a coordinate system. The vertical axis is labeled '2' with an upward arrow, and the horizontal axis is labeled '3' with a leftward arrow. A blue dot marks the origin at the bottom-right corner of the rectangle.

(fonte: elaborada pela autora)

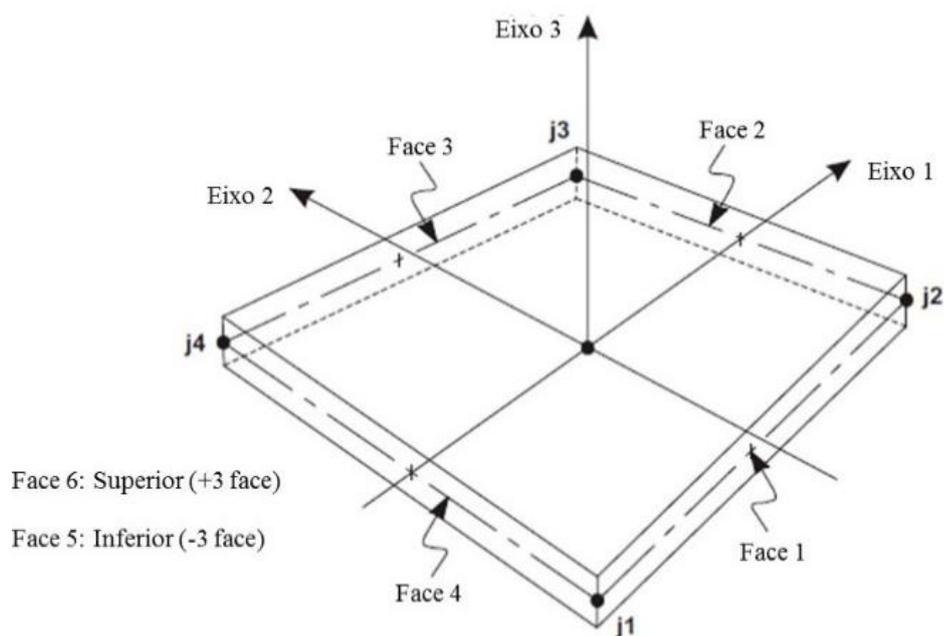
5.1.2 Elementos *shell*

Os elementos denominados *shell* são elementos de superfície usados para modelar membranas, placas e cascas com comportamento plano ou tridimensional. São compostos por três ou quatro nós e combinam o comportamento de membrana e placa à flexão. A membrana inclui componentes de rigidez à translação no plano e uma componente de rigidez à rotação no sentido normal ao plano do elemento. Já a flexão de placa (*plate-bending*) possui componentes de rigidez rotacional no plano e uma componente de rigidez translacional na direção normal ao plano do elemento. Pode ser utilizada a formulação de Kirchhoff de placa fina, onde é desconsiderada a deformação transversal por corte, ou também pode ser adotada a formulação de placa espessa de Mindlin/Reissner, a qual inclui o efeito da deformação transversal por corte.

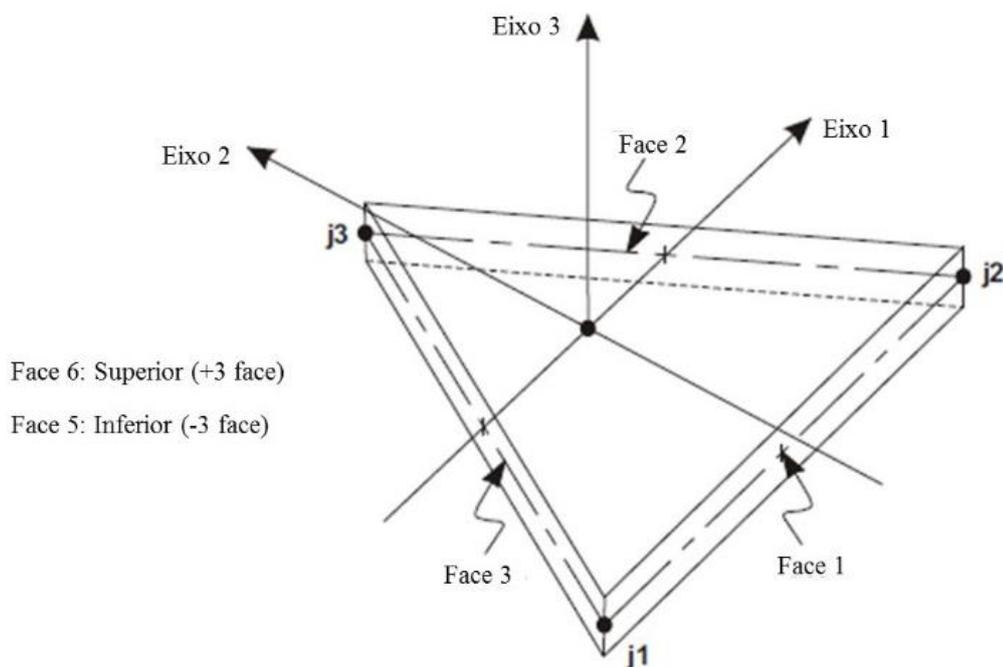
O quarto ponto de integração numérica é usado para rigidez do *shell*. Tensões, forças e momentos internos são avaliados em termos de coordenadas locais do elemento de 2 em 2 pontos de integração de Gauss e, então, são extrapolados para os nós do elemento. A aproximação dos erros pode ser estimada através da diferença de valores obtida por diferentes elementos que possuem o mesmo nó em comum. Assim, é possível ter uma boa indicação da precisão da aproximação dada em elementos finitos e, se necessário, alterar a malha para uma mais refinada.

Conforme mencionado, estes elementos podem ser quadrangulares (4 nós) ou triangulares (3 nós), representados na Figura 58 e na Figura 59, respectivamente. A formulação de quadrilátero é a mais precisa.

Figura 58 - Elemento *shell* quadrangular



(fonte: adaptada de MANUAL CSI, 2021)

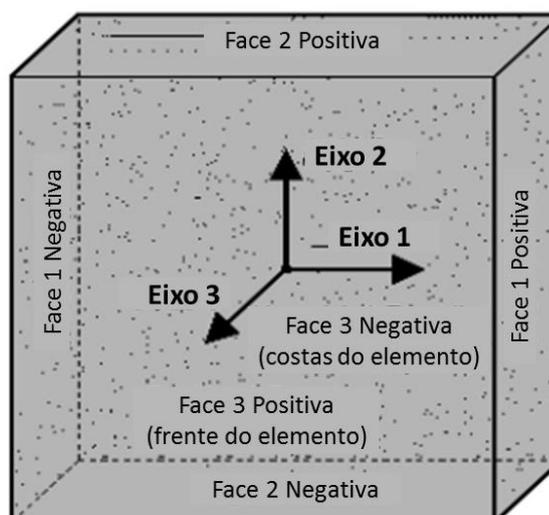
Figura 59 - Elemento *shell* triangular

(fonte: adaptada de MANUAL CSI, 2021)

Busca-se seguir as seguintes condições geométricas relativas aos elementos:

- o ângulo interno de cada vértice deve ser menor que 180° ; melhores resultados podem ser obtidos se os ângulos forem próximos a 90° , ou ao menos na faixa entre 45° a 135° ;
- a relação de aspecto não deve ser muito grande; para elementos triangulares, a relação de aspecto compreende a razão entre o maior lado e o menor lado, já para o quadrilátero é a razão entre a maior e a menor distância entre os pontos médios de lados opostos. Valores próximos à unidade, ou ao menos menores do que quatro, apresentam melhores resultados;
- para o quadrilátero, os quatro nós não devem ser coplanares; o ângulo entre as normais nos vértices dá uma referência ao ângulo de torção. Os melhores resultados são obtidos se o maior ângulo entre qualquer par de vértices é menor que 30° .

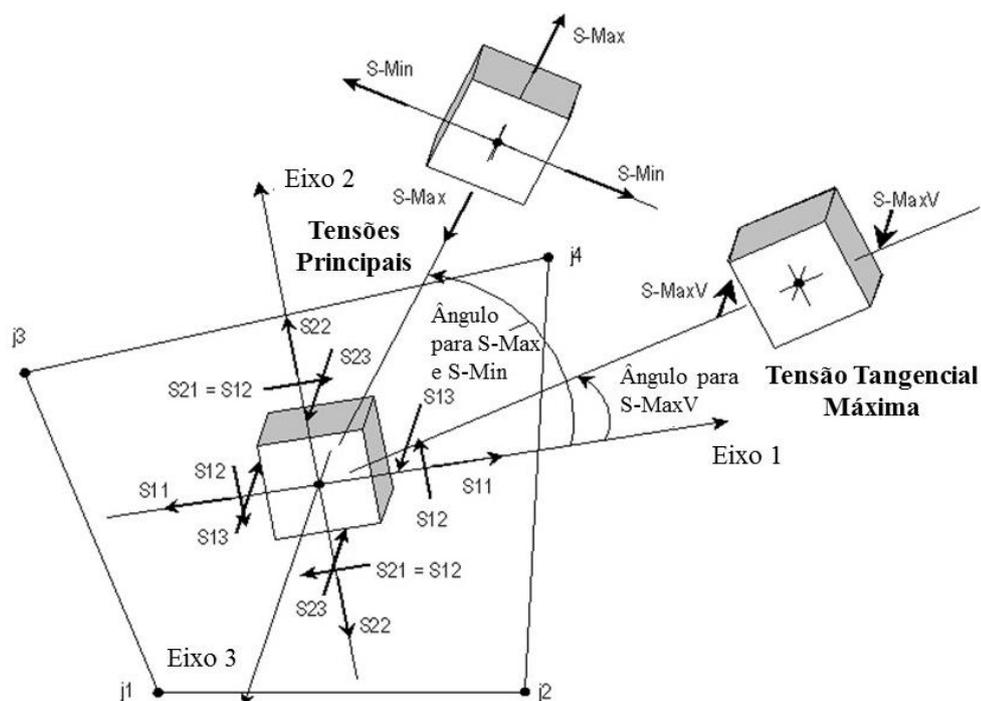
Os elementos *shell* possuem seu próprio sistema de coordenadas locais, a partir do qual é possível definir as propriedades do material e carregamentos e interpretar os dados de saída. Os eixos locais são denominados como 1, 2 e 3. Os eixos 1 e 2 são contidos no plano do elemento, e o eixo 3 é sempre normal ao plano. O plano local 3-2 é vertical, paralelo ao eixo Z. O eixo local 2 é na direção de Z global, a menos que o elemento seja horizontal, então o eixo local 2 é na direção do eixo global Y. O eixo local 1 é sempre horizontal. A Figura 60 mostra os eixos locais de um elemento de casca vertical.

Figura 60 - Eixos locais do elemento *shell*

(fonte: adaptada de MANUAL CSI, 2021)

O elemento *shell* possui seis graus de liberdade, sendo três provindos da placa, translação normal e rotações à flexão, e os outros três devidos à membrana, que são correspondentes às translações no plano e à rotação normal a este. As forças e momentos internos do elemento são decorrentes da integração das tensões ao longo da espessura deste. Na Figura 61, é ilustrada a representação das tensões, além da indicação das direções principais destas.

Figura 61 - Indicação das tensões e direções principais do elemento de casca



(fonte: adaptada de MANUAL CSI, 2021)

No presente trabalho, foram utilizados elementos *shell thin* (casca fina) para modelagem de todas as lajes e paredes dos núcleos. Os pilares com relação entre suas dimensões maiores ou iguais a 5 também foram modelados como paredes e utilizados os elementos de casca fina. Às vigas de grande altura também foram impostas este elemento. Adotou-se o uso do *shell thin* baseado no manual do programa (MANUAL CSI, 2021), o qual explica que mesmo que o elemento de casca espessa (*shell thick*) apresente resultados mais precisos em relação ao de casca fina, é mais sensível a grandes razões de aspectos e malhas distorcidas, podendo gerar problemas de convergência. Além disso, testou-se a diferença existente, para o modelo de referência, no uso de todos elementos de parede e viga como *shell thin* e como *shell thick* e verificou-se pequena variação entre os deslocamentos máximos, sendo o tipo de elemento escolhido a favor da segurança. Assim, devido aos resultados serem próximos em ambos os modelos e, principalmente, relacionando-se com o objetivo principal do presente trabalho, que é referente a análises comparativas partindo de um modelo referência, adotou-se o uso majoritário do elemento de casca fina. A Figura 62 ilustra os dados de entrada para a definição das seções das paredes e a Figura 63 para a das lajes.

Figura 62 - Entrada de dados para definição das seções das paredes

The image shows a software dialog box for defining wall section properties. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.
General Data:
- Property Name: 25 cm
- Property Type: Specified (dropdown menu)
- Wall Material: C50 (dropdown menu with a '...' button)
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size... (button)
- Modeling Type: Shell-Thin (dropdown menu)
- Modifiers (Currently Default): Modify/Show... (button)
- Display Color: Blue (color swatch) with a Change... (button)
- Property Notes: Modify/Show... (button)
Property Data:
- Thickness: 250 mm (input field)
- Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall: (checkbox)
At the bottom, there are OK and Cancel buttons.

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 63 - Entrada de dados para definição das seções das lajes

The image shows a software interface for defining slab properties. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.

General Data:

- Property Name:** laje 12 cm
- Slab Material:** C50 (with a dropdown arrow and a three-dot menu icon)
- Notional Size Data:** Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type:** Shell-Thin (with a dropdown arrow)
- Modifiers (Currently Default):** Modify/Show...
- Display Color:** A red color swatch with a Change... button.
- Property Notes:** Modify/Show...

Property Data:

- Type:** Slab (with a dropdown arrow)
- Thickness:** 120 mm

(fonte: elaborada pela autora)

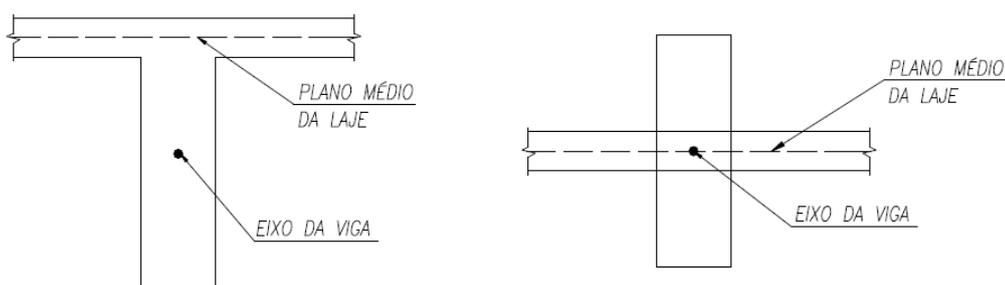
5.2 FERRAMENTAS E CONSIDERAÇÕES EMPREGADAS RELATIVAS AO ETABS

A seguir são listadas algumas das ferramentas e considerações utilizadas para modelagem no *software* ETABS. As principais referem-se às conexões offset, trechos rígidos, elementos link, diafragma rígido, não linearidade geométrica e formulação de malhas, todas descritas no seguimento do trabalho.

5.2.1 Conexões *offset*

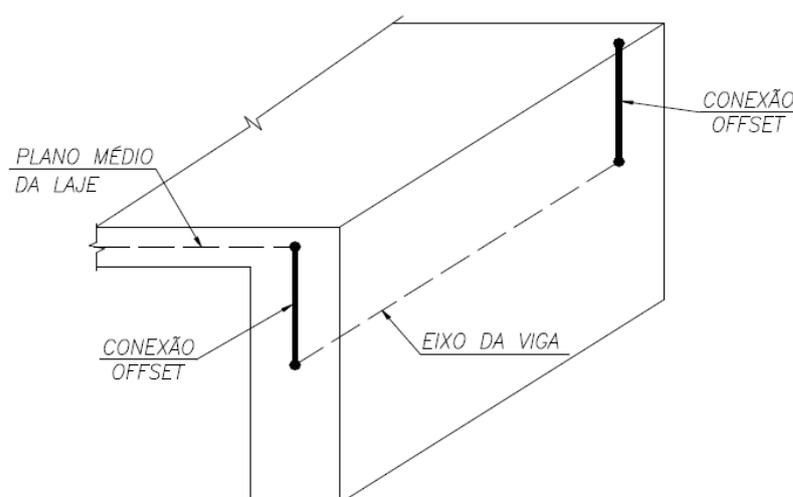
Ao serem utilizados elementos de barra e de casca para modelar a estrutura, é necessário atentar-se para o posicionamento de tais elementos em conjunto. Uma vez que os elementos são inseridos em relação aos seus eixos e os eixos das vigas e lajes, por exemplo, não se encontram no mesmo plano, conforme mostrado na Figura 64.

Figura 64 – Plano médio e posicionamento dos elementos



(fonte: ALMEIDA, 2009)

Assim, o plano médio da viga precisa ser deslocado em relação ao plano médio da laje. Para isso, utiliza-se a conexão *offset*, que é uma conexão virtual que liga os nós dos elementos de barra das vigas aos nós dos elementos de casca das lajes, deslocando os elementos para posição correta. O *offset* nada mais é que uma representação de uma barra rígida ligando os nós dos elementos, de forma a não gerar nós adicionais, além de não influenciar no peso e não constar como elemento adicional. A utilização deste recurso pode ser feita de forma automática através da ferramenta de ponto de inserção com as posições *default* existentes no ETABS, conforme mostrado na Figura 65, ou pela mesma ferramenta, porém, indicando valores de *offset* distintos relativos às posições *default* existentes.

Figura 65 - Ligação de viga e laje através da conexão *offset*

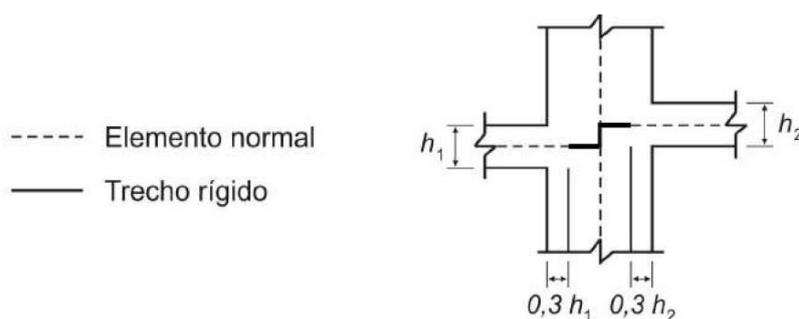
(fonte: ALMEIDA, 2009)

5.2.2 Trecho rígido

A interseção entre pilares e vigas em uma estrutura é chamada de nó de pórtico. Esta região possui elevada rigidez à flexão, sendo fortemente solicitada ao cisalhamento e, em casos de ligações excêntricas entre vigas e pilares, surgem também solicitações e deformações de torção. O modelo deve considerar estes trechos de forma adequada, caso contrário, podem acontecer erros significativos relativos ao comportamento estrutural.

Estes trechos não podem ser considerados como elementos infinitamente rígidos devido aos nós de pórtico apresentarem certa flexibilidade. Assim, no presente trabalho seguiu-se o exposto na NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando-se os trechos pertencentes à região comum ao cruzamento de dois ou mais elementos de barra como nós rígidos de dimensões finitas, conforme mostrado na Figura 66.

Figura 66 - Trecho rígido na interseção de vigas e pilares



(fonte: ABNT, 2014)

Os demais trechos são considerados elásticos, caso o material utilizado seja elástico, situação em questão. Salienta-se que esta consideração remete apenas ao cruzamento de vigas e pilares, ambos modelados como elemento de barra. Entretanto no cruzamento de vigas com vigas e pilares com lajes, as ligações dos nós são consideradas flexíveis e os trechos elásticos. Ainda, no caso de vigas modeladas com elementos de casca, não foi feita tal consideração, assim, todo cruzamento é rígido.

Esse conceito também faz uso do recurso *offset* mencionado no item anterior. O ETABS possibilita a indicação manual dos comprimentos dos trechos rígidos a se considerar. Assim, basta fornecer o comprimento conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) e utilizar o fator de rigidez 1, para considerar todo o comprimento informado. Além disso, a mesma ferramenta também apresenta as opções relativas à consideração do peso próprio dos elementos, podendo ser feita

de três formas: automática, desconsiderando sobreposição entre elementos e conforme *offset* indicado. No presente trabalho, é adotada a forma automática do *software*.

5.2.3 Diafragma rígido

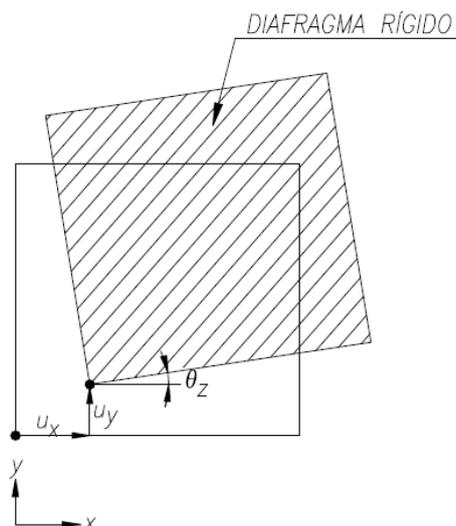
O diafragma rígido é uma membrana fictícia que possui rigidez infinita no seu plano, enquanto fora dele apresenta flexibilidade. Portanto, quando submetido a esforços de membrana, não apresenta deformações.

Ao utilizar-se deste conceito, há uma expressiva redução do número de graus de liberdade da laje, pois a hipótese compatibiliza os deslocamentos como de corpo rígido, existindo, assim, duas translações no plano (u_x e u_y) e uma rotação normal (Θ_z), conforme indicado na Figura 67. Dessa forma, os diafragmas rígidos proporcionam uma manutenção da forma original em planta das lajes, compatibilização dos deslocamentos laterais de todos os pontos desta, além de garantir a distribuição das ações horizontais entre os vários painéis de contraventamento da estrutura.

O uso deste não se estende a casos com rebaixos, aberturas de grandes dimensões e uma das dimensões, em planta, muito superior à outra. Assim, no presente trabalho, considerou-se a hipótese de diafragma rígido devido a atender às especificações mencionadas e, também, para possibilitar a aplicação dos esforços do vento de forma única associado a cada diafragma de cada pavimento, conforme coordenadas fornecidas e analisadas pelo túnel de vento.

Ainda, salienta-se que o mais adequado no nível correspondente à redução da área do embasamento para a área da torre é a não consideração de diafragma rígido, e sim a flexibilidade real do pavimento devido ao efeito *backstay*. Porém, esta análise não foi enfocada no presente trabalho devido à falta de dados para aplicação do vento nesse pavimento de forma distribuída, ou seja, diferente da usada no centro geométrico do pavimento rígido. O mesmo se estende a mudança de área próximo aos pavimentos do topo do edifício.

Figura 67 - Deslocamentos relativos ao diafragma rígido



(fonte: ALMEIDA, 2009)

5.2.4 Efeito P-Delta

O efeito P-Delta refere-se especificamente a não linearidade geométrica, uma grande tensão de tração ou compressão afetando o comportamento transversal à flexão e ao corte. Sendo que tensões de compressão tendem a deixar o elemento estrutural mais flexível em flexão e corte transversal, enquanto os esforços de tração tendem a enrijecer o elemento em relação à deformação transversal. A representação da carga na direção do eixo do elemento é dada por P , enquanto a variável delta (Δ) refere-se à deformação relativa às forças de corte.

Particularmente, esta opção é considerada útil para consideração do efeito das cargas gravitacionais sobre a rigidez lateral de estruturas de edifícios, como previsto em algumas normas. Desse modo, é considerada nas modelagens através de análises não lineares estáticas, podendo ser empregada de duas formas: a primeira criando um caso de carga não linear P-delta partindo das condições iniciais zeradas em que são considerados os carregamentos que causam o efeito P-delta, adotando-se como não linearidade geométrica o efeito P-delta. Todas as demais análises que usam esta combinação podem ser lineares estáticas, apenas fazendo uso da matriz de rigidez total da estrutura do caso não linear, considerando nas análises, portanto, o efeito P-delta através da análise não linear inicial; já a segunda forma é através da consideração individual do P-delta de forma inicial para cada uma das análises que passam a ser não lineares, devido à consideração deste efeito. A desvantagem no uso da última mencionada refere-se ao

tempo de processamento que é maior. Mesma assim, foi o modo aplicado às modelagens e análises realizadas, devido aos diferentes coeficientes das combinações.

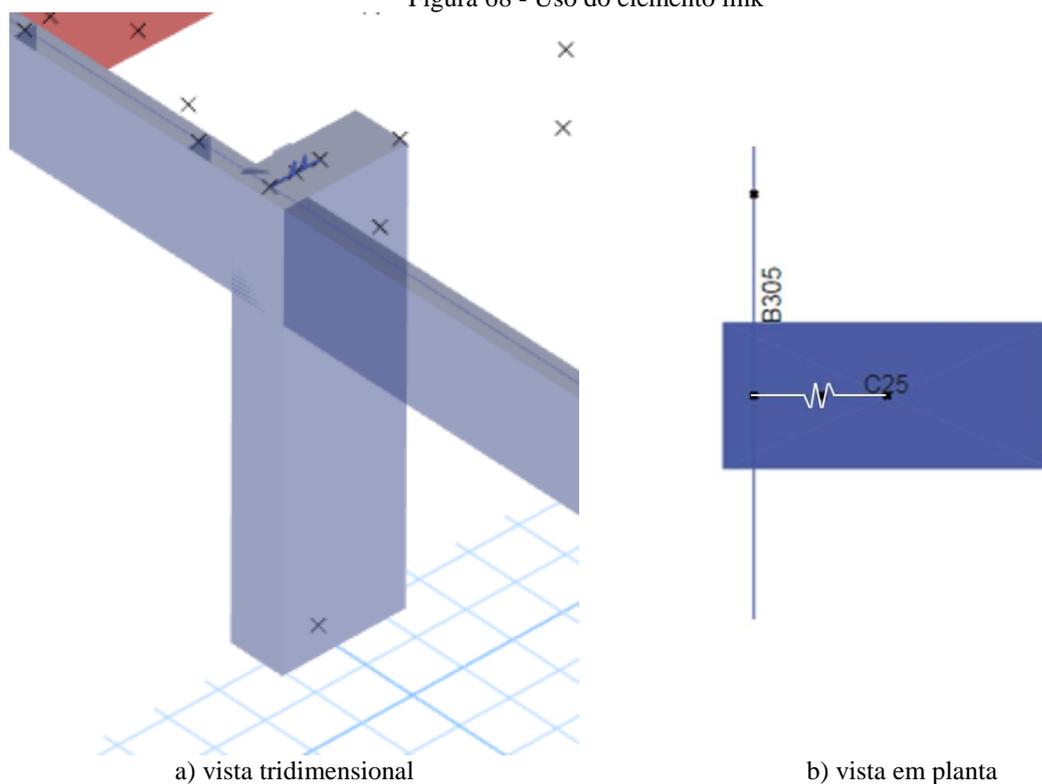
Em todas as análises considerando o efeito P-Delta foram adicionadas as cargas correspondentes ao peso próprio e ao carregamento permanente com valor integral. Porém na análise modal foi utilizada apenas 25% do carregamento accidental, conforme exposto no item 12.7.2 do ASCE/SEI 7 (2016). Enquanto nas análises de estado limite último utilizou-se o valor integral da carga accidental, lembrando apenas dos coeficientes de ponderação e fatores de redução. Já no estado limite de serviço também se fez uso do valor integral das cargas accidentais ponderado conforme a combinação analisada.

5.2.5 Elemento *link*

Outra maneira de conectar nós, diferente do *offset*, é através da utilização da ferramenta *link*. O elemento *link* possibilita a conexão entre dois nós através da criação de um elemento que possui seis graus de liberdade e coeficientes de rigidez de mola para cada um destes. Além disso, pode-se alterar as propriedades do *link* de forma a não ser considerado seu peso e sua massa.

Após muitos testes, comparações com o *software* TQS e através do auxílio de projetistas que utilizam em seu dia a dia o *software* de estudo, chegou-se à conclusão que a melhor forma de representar a ligação de nós de elementos de barra no plano XY (em planta), no ETABS, é pelo uso do elemento *link*. Assim, utilizou-se estes elementos para ligar elementos de barra representando vigas e pilares descentrados no plano XY. Para isso, a consideração do *link* foi feita restringido seus seis graus de liberdade de forma a simular uma barra rígida, a qual tem pequeno comprimento e liga dois nós de barra. A Figura 68 indica a utilização do elemento na ligação do eixo de uma viga de borda descentrada com o eixo do pilar.

Figura 68 - Uso do elemento link



a) vista tridimensional

b) vista em planta

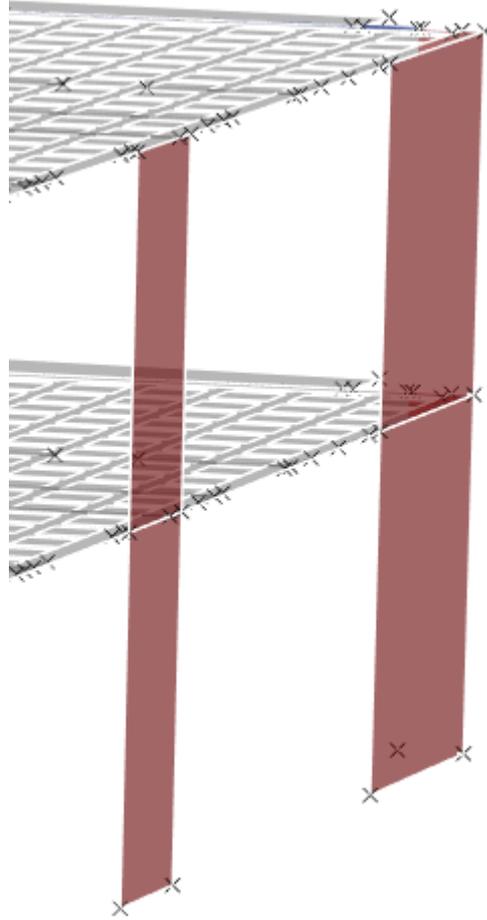
(fonte: elaboradas pela autora)

5.2.6 Malhas

O ETABS possui diferentes ferramentas de geração de malha. Elas iniciam-se desde a geração automática e *default*, até a importação de malha por arquivo de desenho. Além disso, também apresenta facilidades de modelagem para gerar malhas e dividir elementos de forma que os nós de diferentes elementos coincidam.

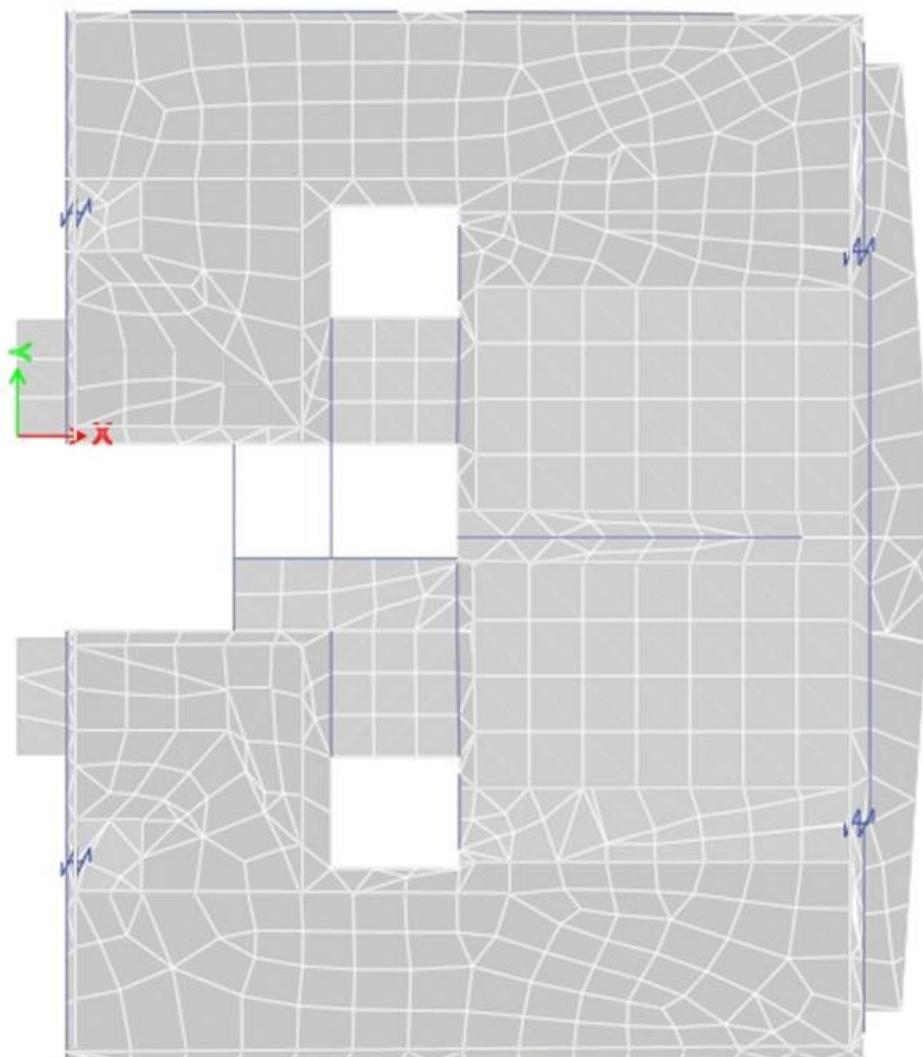
Como no modelo em estudo as análises são mais voltadas para o edifício como um todo, ou seja, análises globais, optou-se por utilizar malhas automáticas e *default*. Porém, quando são verificadas as deformações no pavimento e outras análises mais locais, são aplicadas malhas mais refinadas, as quais são utilizadas apenas de forma pontual, devido ao maior tempo de análise gerado no seu emprego. A Figura 69 e a Figura 70 ilustram algumas das malhas usadas para os elementos de casca em análises totais (globais), sendo para os pilares correspondente à ferramenta *default* e para as lajes à automática.

Figura 69 - Malha dos pilares parede para análises globais



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 70 - Malha das lajes



(fonte: elaborada pela autora)

5.3 COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de carga são geradas manualmente conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) através da consideração dos coeficientes de ponderação mostrados na equação 19.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (19)$$

Sendo:

γ_{f1} = coeficiente que considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} = coeficiente que considera a simultaneidade das ações;

γ_{f3} = coeficiente das aproximações feitas em projeto e na execução do ponto de vista das solicitações.

Os coeficientes γ_{f1} e γ_{f3} já apresentam-se multiplicados na tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), enquanto o coeficiente de simultaneidade γ_{f2} é expresso na tabela 11.2 da mesma norma. A seguir são apresentados os valores utilizados para o ELU e ELS.

5.3.1 Combinações em estado limite último

As combinações do Estado Limite Último (ELU) são utilizadas para dimensionamento dos elementos estruturais. No presente trabalho, são definidas apenas as combinações normais conforme mostrado na equação 20.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (20)$$

Sendo:

F_d = valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon gk}$ = ações indiretas permanentes como a retração;

$F_{\varepsilon qk}$ = ações variáveis indiretas como a temperatura;

F_{q1k} = ação variável direta principal;

F_{qjk} = demais ações variáveis diretas;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ = coeficientes relativos a $\gamma_1 \times \gamma_3$ dados na tabela 11.1 da NBR 6118/2014;

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$ = coeficientes relativos a γ_2 dados na tabela 11.2 da NBR 6118/2014.

Desse modo, todas as combinações possuem coeficientes majoradores γ_g e γ_q de 1,4 e são geradas combinações para cada caso do vento como ação secundária em que o coeficiente corresponde a 0,6, enquanto a ação principal e a acidental equivalem ao coeficiente 1. Também são geradas combinações para cada caso do vento como ação principal, portanto com coeficiente 1, e ação acidental como secundária com coeficiente 0,5.

5.3.2 Combinações em estado limite de serviço

O Estado Limite de Serviço (ELS) verifica o bom funcionamento da estrutura e o conforto do usuário relativo a esta. As combinações referenciadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) são de três tipos: quase permanentes, frequentes e raras. No presente trabalho, são utilizadas as combinações quase permanentes, que remetem a cargas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e são relativas à verificação do estado-limite de deformações excessivas, e as combinações frequentes, as quais cargas repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, sendo sua consideração necessária para verificação do estado-limite de formação de fissuras, de abertura de fissuras, de vibrações excessivas e, também, em deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura. Nas equações 21 e 22 são mostradas as combinações quase permanente e frequente, respectivamente.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (21)$$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (22)$$

Sendo:

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{q1,k}$ = valor característico das ações variáveis principais diretas;

Ψ_1 = fator de redução da combinação frequente para ELS dado na tabela 11.2 da NBR 6118/2014;

Ψ_2 = fator de redução da combinação quase permanente para ELS dado na tabela 11.2 da NBR 6118/2014.

Assim, os carregamentos permanentes e de peso próprio dos elementos estruturais são considerados de forma integral, enquanto os carregamentos variáveis são ponderados conforme seu tipo e combinação. Para combinação quase permanente, é feita apenas uma combinação com os carregamentos acidentais com coeficiente de 0,3. Já para combinação frequente, são gerados casos onde a carga acidental é a variável principal ponderada pelo coeficiente 0,4 e o vento atuando como secundário com coeficiente zero, e outros casos onde os casos do vento

são ação variável principal com coeficiente 0,3 e as acidentais são secundárias com coeficiente também de 0,3.

5.4 ANÁLISES REALIZADAS

A seguir são mostrados e comentados os tipos de análises empregados. A análise em ELU é não linear, já as análises em ELS possuem as duas formulações, lineares e também não-lineares. Além disso, são feitas análises não lineares considerando a sequência construtiva e análises modais.

5.4.1 Análises lineares e não lineares

O *software* ETABS possibilita que as análises sejam realizadas de forma linear e não linear. Na Tabela 7, são indicadas algumas comparações entre ambas as opções.

Tabela 7 - Comparações entre análises lineares e não lineares

	Linear	Não linear
Propriedades estruturais (amortecimento, rigidez)	Constantes durante a análise	Podem variar com tempo, deformação e carregamento. O quanto ocorre a não linearidade depende das propriedades definidas, carregamento e parâmetros da análise.
Condição inicial	A análise começa com tensão nula, mesmo se utilizar uma rigidez provinda de uma análise não linear.	A análise pode continuar de uma análise não linear prévia, contendo carregamento, deformação, tensão.
Resposta estrutural e superposição	Todos deslocamentos, tensões, reações, etc. são diretamente proporcionais à magnitude da força aplicada. Resultados de diferentes análises lineares podem ser superpostas.	A resposta pode não ser proporcional ao carregamento, devido à possível variação das propriedades estruturais e da condição inicial não nula. Portanto, os resultados não podem ser superpostos.

(fonte: elaborada pela autora)

Baseando-se neste conhecimento, nos manuais do *software* e nas necessidades do projeto em questão, são utilizadas tanto análises não lineares como lineares para o desenvolvimento do presente trabalho. Ainda, salienta-se que as análises não lineares são necessárias para consideração do efeito P delta e faseamento construtivo.

5.4.2 Análise não linear sequencial construtiva

A análise sequencial possui grande relevância em edifícios altos devido, principalmente, à redistribuição de esforços nos elementos estruturais. No presente trabalho, optou-se por realizá-la de forma simplificada, apenas para observar as variações obtidas desta em relação à análise global. Assim, a formulação sequencial apresenta-se como objetivo secundário do trabalho, sendo o principal as comparações geradas sobre as análises globais não lineares de diferentes sistemas estruturais.

Desse modo, as análises sequenciais foram realizadas considerando-se a construção individual de cada pavimento. Para isso adotou-se que a execução de um pavimento se dá em 7 dias, e considerou-se o tempo de cura do concreto de 3 dias. Estes valores foram sugeridos por profissionais da área. Além disso, considerou-se que o peso próprio do pavimento atua integralmente após sua cura e que os carregamentos permanentes e de alvenarias atuam 14 dias após. Adotando estes parâmetros fica-se a favor da segurança, pois sabe-se que as cargas permanentes e de alvenarias são aplicadas de forma parcial em um desenvolvimento de tempo maior. Porém essa consideração foi feita para que não fosse preciso levar em conta uma carga variável de construção, uma vez que esse carregamento é baixo, proporcional aos carregamentos integrais das cargas permanentes da edificação.

Para aplicação dos parâmetros relacionados ao tempo na análise construtiva, foi necessário inserir nos materiais os dados relacionados à retração e à fluência. Isto foi introduzido através do uso do ACI 209R-92 (1992) e de dados como *slump*, umidade relativa, tipo de cura, porcentagem de agregados finos e outros mais. Considerou-se ainda que a retração atua desde o primeiro dia e a fluência após 7 dias. Não foram incluídos efeitos de temperatura nestas análises.

5.4.3 Análise linear modal

A análise modal é o primeiro passo para realizar a análise dinâmica, pois através dessa são determinados as frequências e os modos de vibração da estrutura e, assim, é possível entender seu comportamento estrutural. Este tipo de análise é linear, porém pode ser adicionado o efeito P-Delta de diferentes formas como, por exemplo, pelo uso da matriz de rigidez total da estrutura determinada na análise não linear, considerando tais esforços. Outra forma da consideração deste efeito, agora de forma não iterativa, se dá pela fonte de massa considerada (*mass source*)

para análise modal. E, também, pode-se empregar o modo iterativo baseado em carregamentos com fatores determinados pelo usuário. Assim, no presente trabalho considerou-se a não linearidade geométrica por meio do último modo mencionado, utilizando-se a mesma porcentagem de carga acidental usada no cálculo da massa. Cabe salientar, ainda, que adotou-se 25% do carregamento acidental na consideração da massa, e todos os carregamentos de peso próprio e permanente de forma integral.

Assim, através da solução do sistema em vibração livre sem amortecimento, determinam-se os modos de vibração e as frequências angulares, que se relacionam com as frequências f e períodos T conforme equações 23 e 24.

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (23)$$

Sendo:

f = frequência natural (Hz);

ω = frequência angular (rad/s);

$$T = \frac{1}{f} \quad (24)$$

Sendo:

T = período (s);

Ainda, deve-se tomar cuidado ao fornecer o número de modos a serem determinados. Isto se deve ao fato de existirem tantos modos de vibração quanto o número de graus de liberdade da estrutura, porém sabe-se que os primeiros modos de vibração são os mais representativos. Assim, em todos os modelos foram utilizados 244 modos, igual a quatro vezes o número de pavimentos, sempre verificando se a razão de participação da massa modal (*modal participating mass ratios*) é maior que 90%.

5.5 PARÂMETROS DE ANÁLISE

Em todos os modelos estruturais são analisados e comparados os mesmos parâmetros. Estes correspondem ao deslocamento máximo existente, sendo relacionado ao topo da edificação, ao

dimensionamento no ELU por meio de análise global dos elementos de barra (vigas e pilares) e ao volume de concreto. Após esta análise, alguns modelos são escolhidos e então, mais parâmetros são indicados, como os deslocamentos laterais entre pavimentos consecutivos (*drifts*), frequências e períodos naturais da estrutura, além das direções modais dos dez primeiros modos.

Os deslocamentos e os *drifts* são obtidos através do estado limite de serviço. Os deslocamentos laterais entre pavimentos são comumente limitados entre 1/400 e 1/500 em estruturas sujeitas ao vento, de modo a garantir que os elementos não estruturais não sejam danificados (TARANATH, 2010). A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece o limite de deslocamento entre pavimentos pela ação do vento para combinação frequente de $H_i/850$, enquanto o deslocamento no topo da edificação para mesma combinação é limitado a $H/1700$. Salienta-se que no presente estudo, são adotados os limites normativos nacionais. Assim, o máximo deslocamento corresponde ao limite de 113,88 mm e o *drift* sofre variações, já que o pé direito não é constante ao longo da edificação. Porém, o limite relativo aos pavimentos tipo é de 3,812 mm.

O dimensionamento dos elementos estruturais é gerado pelo próprio *software*. Desse modo, sendo que a NBR 6118 não está disponível no mesmo, utilizou-se o Eurocode 2 (2004). Alterou-se o coeficiente de segurança do concreto para 1,4 e o método de segunda ordem para curvatura nominal, a fim de ficar o mais próximo possível da norma brasileira. Os pilares e as vigas são dimensionados através do estado limite último e, posteriormente, são verificados. A verificação indica se os elementos passaram ou não no dimensionamento. Os critérios adotados para isso são a verificação da seção da peça e a possibilidade de inserção da armadura determinada, de forma a não desrespeitar as taxas mínimas e máximas.

Os elementos de casca, como as lajes e as paredes, não foram dimensionados, uma vez que o programa não tem essa ferramenta de modo automático, pois é voltado mais diretamente para análise estrutural. Além disso, o mesmo não gera quantitativos de aço, assim, são mostrados apenas os volumes consumidos de concreto, que abrangem todos os elementos estruturais, inclusive os de casca.

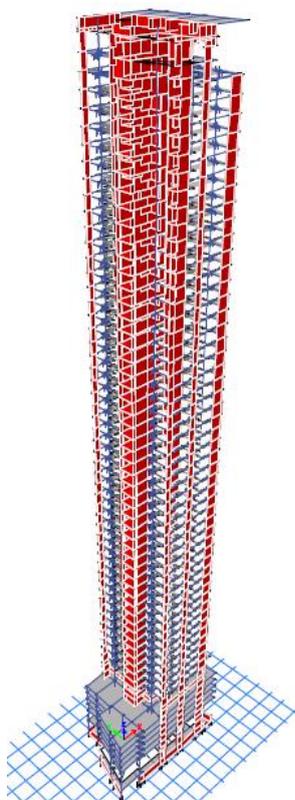
Ainda, o programa apresenta ferramentas que facilitam a extração de resultados. Por exemplo, todos os deslocamentos máximos apresentados na sequência do trabalho, são originados de forma automática pelo *software*. Porém, através da realização de análises detalhadas, verificou-se que os valores máximos provindos de forma automática estão a favor da segurança. Mesmo

assim, devido ao grande número de modelos apresentados, optou-se por utilizar esta ferramenta automática, para o parâmetro referido. Já para os *drifts*, as análises foram feitas de forma detalhada, utilizando-se sempre o mesmo nó em todos os modelos.

5.6 VALIDAÇÃO DO MODELO ORIGINAL

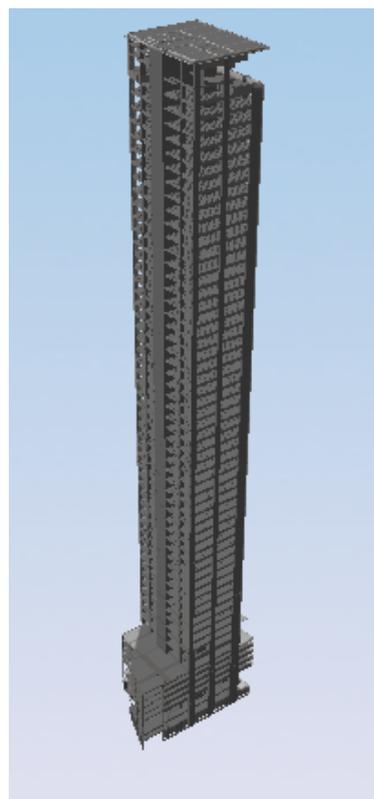
O modelo original refere-se ao projeto estrutural real gerado na fase preliminar. A fim de verificar se os elementos utilizados e a modelagem do edifício no *software* ETABS foram realizadas de forma adequada, validou-se alguns resultados deste através dos obtidos no *software* TQS. O modelo no TQS foi gerado pelo engenheiro responsável pelo projeto, provindo da empresa BM Integrado. A Figura 71 e a Figura 72 ilustram a modelagem do edifício em ambos.

Figura 71 - Edifício modelado no ETABS



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 72 - Edifício modelado no TQS



(fonte: BM INTEGRADO, 2021)

Assim, a verificação se deu através da análise dos parâmetros relativos às reações verticais geradas pelo peso próprio, às duas primeiras frequências naturais da edificação e também ao deslocamento máximo no topo para os mesmos casos no ELS. Além disso, verificou-se em

ambos os *softwares* as reações no plano horizontal do vento em todos os casos através do somatório das forças aplicadas em cada pavimento, obtendo-se exatamente os valores esperados pelo ETABS e variações entre 0,1% a 0,4% no TQS. A Tabela 8 indica a variação entre o mesmo modelo TQS e ETABS para os parâmetros mencionados.

Tabela 8 - Comparação modelo TQS x ETABS

Parâmetro analisado	TQS	ETABS	Varição absoluta
Reação vertical peso próprio (kN)	260286,2	262447,9	0,8%
Primeira frequência natural (Hz)	0,153	0,161	5,2%
Segunda frequência natural (Hz)	0,177	0,177	0,0%
ELS frequente_Vento 1 (cm)	10,05	6,68	33,5%
ELS frequente_Vento 2 (cm)	10,64	8,70	18,2%
ELS frequente_Vento 3 (cm)	13,59	10,68	21,4%
ELS frequente_Vento 4 (cm)	13,95	10,59	24,1%
ELS frequente_Vento 5 (cm)	12,66	10,01	21,0%
ELS frequente_Vento 6 (cm)	6,69	6,10	8,8%
ELS frequente_Vento 7 (cm)	8,32	6,52	21,6%
ELS frequente_Vento 8 (cm)	7,17	5,88	18,0%
ELS frequente_Vento 9 (cm)	6,71	5,74	14,5%
ELS frequente_Vento 10 (cm)	6,69	3,29	50,9%
ELS frequente_Vento 11 (cm)	5,48	2,40	56,1%
ELS frequente_Vento 12 (cm)	4,37	1,82	58,3%
ELS frequente_Vento 13 (cm)	12,48	9,23	26,0%
ELS frequente_Vento 14 (cm)	13,95	10,59	24,1%
ELS frequente_Vento 15 (cm)	9,31	8,41	9,6%
ELS frequente_Vento 16 (cm)	6,35	5,99	5,7%
ELS frequente_Vento 17 (cm)	10,85	7,07	34,9%
ELS frequente_Vento 18 (cm)	4,32	2,05	52,5%

(fonte: elaborada pela autora)

Observando-se a Tabela 8, percebe-se a baixa variação entre as reações verticais do peso próprio e das duas primeiras frequências naturais entre ambos modelos. Porém, notam-se variações maiores entre os deslocamentos máximos no topo do edifício, os quais são apresentados para cada um dos 18 casos do vento, sendo que alguns casos apresentam maior diferença que outros. Entretanto, ao se comparar o máximo valor gerado pelo modelo TQS, correspondente ao caso 4 do vento, com o maior oriundo do modelo ETABS, caso 3 do vento, observa-se uma diferença de 23,4% entre ambos. Ainda, é importante salientar que os deslocamentos provindos do modelo TQS sempre resultaram superiores aos do ETABS.

Além disso, a diferença encontrada entre os dois *softwares* está associada aos diferentes graus de discretização e utilização de elementos. Por exemplo, o TQS utiliza todos os pilares, inclusive os pilares-parede dos núcleos, como discretizados por uma barra única guiada pela formulação de Bernoulli, enquanto o ETABS considera todas as paredes do núcleo e outros pilares, com proporções para representação como pilares-parede, como elementos *shell*, portanto, uma utilização mais coerente. Outro fator relevante pertinente a versão v22 utilizada no TQS é a incorporação da análise sequencial através de um parâmetro único, o qual também apresenta grande diferenciação em relação a consideração no ETABS, aumentando ainda mais a divergência entre ambos *softwares*.

Ciente do recém exposto, através desta análise comparativa, foi possível validar o modelo original gerado no ETABS. Assim, os demais modelos mencionados no seguimento do trabalho são oriundos deste e, portanto, confiáveis.

A modelagem no *software* ETABS para o presente modelo, resultou em 2.192 elementos de barra, correspondendo a 319 *columns* e 1.873 *beams*, e, 4.323 elementos de casca, destes 2.440 *wall* e 1.883 *floors*. O modelo apresenta ainda 15.421 nós e 253 *links*. O tempo de processamento do modelo varia conforme o tipo de análise. Por exemplo, as análises considerando a sequência construtiva levam em torno de uma hora de processamento, enquanto as modais, aproximadamente, 40 minutos. As demais análises levam em torno de 20 a 30 minutos, dependendo se forem lineares ou não lineares. Estes tempos referem-se a um computador com processador Intel Xeon Gold 5220R de 24 núcleos de 2,2 GHz.

6 CONCEPÇÕES E SISTEMAS ESTRUTURAIS ESTUDADOS

O objetivo principal da presente dissertação refere-se a um comparativo dos parâmetros já citados para diferentes concepções estruturais, buscando-se ter como base as dificuldades reais encontradas pelos projetistas de edifícios altos. Dessa forma, optou-se por estudar um projeto real, conciliando alternativas estruturais que fossem condizentes e que gerassem mudanças viáveis no projeto arquitetônico.

A primeira análise refere-se ao projeto estrutural gerado em fase preliminar, denominado projeto original. Salienta-se que este possui solução estrutural de pórticos externos, núcleos centrais, simulação de *outriggers* no 4º, 9º e 61º pavimentos e *outrigger-wall* que se estende do 10º ao 30º pavimento. O segundo modelo analisado corresponde ao modelo original sem *outriggers*, ou seja, um modelo apenas de pórticos e núcleos centrais, o qual foi denominado modelo referência. Neste, o *outrigger-wall* foi removido e as vigas nos pavimentos mencionados que simulavam exclusivamente *outriggers* foram retiradas. O primeiro item do presente capítulo apresenta os valores de forma comparativa entre o sistema referência e o sistema original.

Através do sistema referência são originadas diversas variações de sistemas e concepções estruturais, a fim de mostrar o impacto dessas no edifício em estudo. Para melhor entendimento, as comparações relativas a um mesmo sistema são agrupadas e mostradas em seções distintas no segmento do capítulo. Cada uma destas sempre é comparada com o modelo referência, sendo, em um primeiro momento, considerados apenas os parâmetros de deslocamento no topo em ELS, o número de elementos de barra não dimensionados no ELU e o volume de concreto. Após, determina-se o melhor modelo proposto dentre todos de mesma concepção estrutural e, então, mostram-se os demais parâmetros como *drifts*, frequências naturais e número de elementos não dimensionados no ELU considerando-se a sequência construtiva.

Os sistemas estruturais escolhidos para aplicação se devem às informações extraídas por meio da revisão bibliográfica. Optou-se pela aplicação de sistemas viáveis em concreto armado que fossem condizentes com a altura da edificação. Além disso, foi também direcionado um estudo sobre os projetos de diferentes edificações altas da cidade de Balneário Camboriú, de modo a utilizar soluções atuais e viáveis arquitetonicamente. Assim, os sistemas propostos

correspondem aos seguintes: pórticos externos com núcleos; *outriggers*, conforme literatura; tubular; e, pórticos internos e externos com núcleo. Ainda, foram feitas algumas variações nas concepções estruturais, escolhidas de modo a não gerar inviabilidade arquitetônica, como por exemplo extensão dos pilares de canto, inserção de pilares em L e extensão do núcleo central.

Para fim de curiosidade, também foram modificadas as resistências características do concreto, e observados os impactos desta alteração no desempenho estrutural. Salienta-se que não foram realizados estudos relativos a custos e viabilidade dessas mudanças.

No anexo B encontram-se imagens ilustrando a planta de formas do pavimento tipo com dois apartamentos por andar, tipo com apartamento único e um nível de garagem.

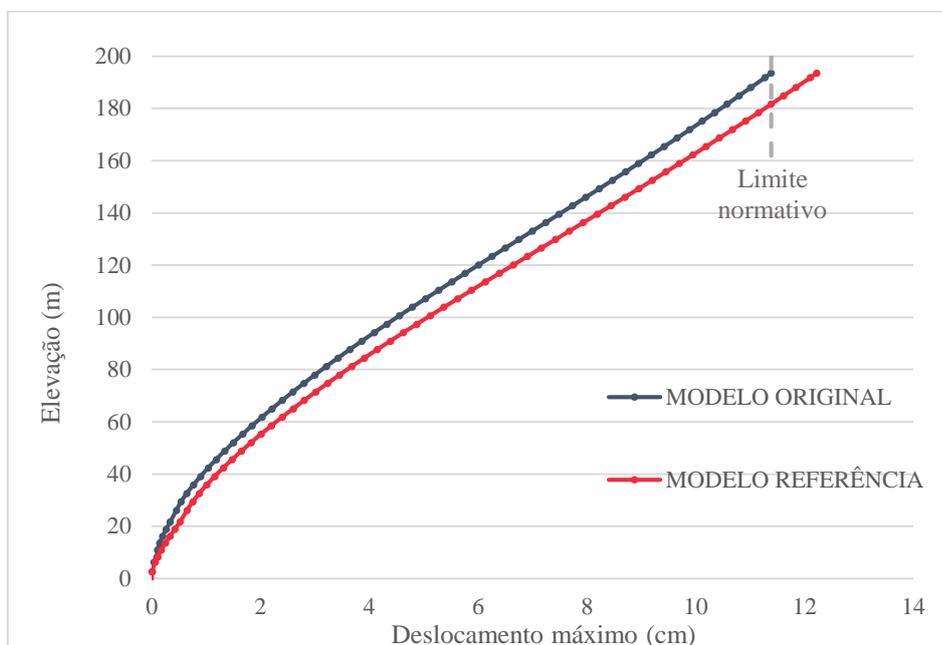
6.1 MODELO ORIGINAL X MODELO REFERÊNCIA

Primeiramente, é importante salientar que os resultados do presente trabalho, relativos ao modelo original, não se referem ao projeto que será executado, pois correspondem à fase preliminar do mesmo. Ainda, ao serem retirados os elementos *outriggers* do modelo original, que foram as soluções de enrijecimento adotadas, obteve-se o modelo denominado “referência”. Este representa o sistema estrutural mínimo necessário em edifícios de até 50 pavimentos, que corresponde aos núcleos estruturais associados aos pórticos. É sabido que em uma edificação desse porte é extremamente benéfico o uso de núcleos, e que a não utilização destes geraria necessidade de emprego de concepções estruturais totalmente diferenciadas. Assim, parte-se deste modelo referência para dar origem aos demais e, frisa-se que é o correspondente ao primeiro sistema estrutural de estudo, sendo de pórticos externos com núcleos centrais. Chama-se atenção ao dizer que o modelo é de pórticos externos, devido à existência de vigas internas, porém, com as mesmas não formando pórticos internos por não apresentarem continuidade em ambas as direções do plano. Isto se deve ao fato de o modelo original, e, portanto, também o referência, usarem laje nervurada no pavimento tipo, o que dispensa o uso de grande parte das vigas internas.

A Figura 73 e a Figura 74 mostram os comparativos para ambos sistemas estruturais no ELS analisados globalmente, sendo a Figura 73 relativa ao deslocamento máximo por pavimento pela formulação automática do ETABS e a Figura 74 aos *drifts* por pavimento. Na sequência, são indicados na Tabela 9 os valores dos máximos deslocamentos correspondentes ao heliponto,

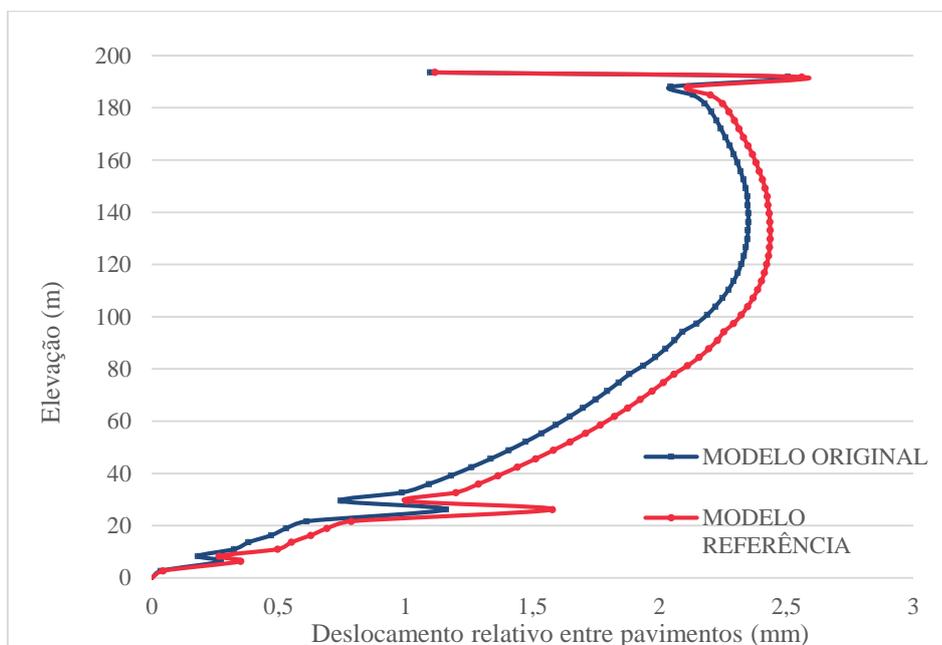
máximos *drifts*, número de elementos *frame* que não passaram na verificação do ELU global e volume de concreto, relativos a cada um dos modelos estudados.

Figura 73 - Deslocamento máximo por pavimento: modelo original x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 74 - *Drift* por pavimento: modelo original x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 9 – Parâmetros de análise: modelo original x modelo referência

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
				C50	C40	C35	Total
ORIGINAL	113,89	2,51	0	4665	3321	2514	10501
REFERÊNCIA	122,28	2,56	1	4545	3299	2504	10348

(fonte: elaborada pela autora)

Por meio do exposto, é possível observar que o limite de deslocamento para o modelo referência excedeu em 7,37% o normativo, enquanto o mesmo para o modelo original atende a norma. Os *drifts* máximos em ambos foram encontrados entre o pavimento do reservatório e da casa de máquinas (penúltimo e antepenúltimo andares do edifício), e ambos os modelos atendem às limitações normativas em todos os pavimentos, inclusive os referidos, pois o limite previsto pela norma para este é de 4,412 mm. Conforme esperado, os deslocamentos foram maiores para o modelo referência, com um aumento de 7,37%, uma vez que este apresenta apenas os núcleos centrais e pórticos e não contempla a solução estrutural real definida em projeto. Além disso, ao eliminar-se os elementos de rigidez relativos ao modelo original obteve-se uma diminuição de 152,56 m³ de concreto, correspondendo em termos percentuais a 1,45%, sendo que a maior variação se encontra para a classe de maior resistência, ou seja, C50.

A Tabela 10 ilustra a análise modal realizada. Nela podem ser visualizadas as frequências, os períodos e as direções modais para os dez primeiros modos da edificação.

Tabela 10 - Análise modal: modelo original x modelo referência

Modos	MODELO ORIGINAL					MODELO REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz
1° modo	0,161	6,202	0,998	0,002	0,000	0,147	6,823	1,000	0,000	0,000
2° modo	0,177	5,639	0,001	0,997	0,002	0,173	5,781	0,000	0,997	0,003
3° modo	0,461	2,170	0,001	0,034	0,965	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4° modo	0,722	1,385	0,017	0,928	0,055	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5° modo	0,749	1,336	0,969	0,031	0,000	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6° modo	1,357	0,737	0,017	0,430	0,553	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7° modo	1,533	0,652	0,003	0,526	0,471	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8° modo	1,654	0,605	0,918	0,015	0,067	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9° modo	2,132	0,469	0,077	0,659	0,264	2,015	0,496	0,066	0,730	0,203
10° modo	2,392	0,418	0,170	0,411	0,419	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

Através desta vê-se que as frequências diminuíram no modelo referência. A primeira variou 8,7%, enquanto a segunda sofreu diminuição de 2,3% e a terceira de 3,7%. Isto se deve ao fato

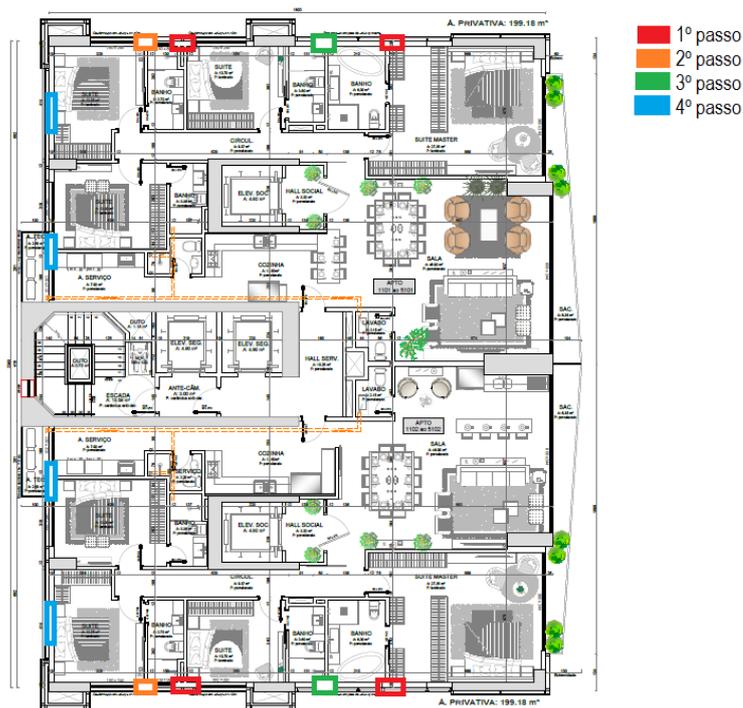
de a rigidez estrutural tornar-se menor e este parâmetro ser mais relevante no cálculo modal, no modelo analisado, do que a própria massa, que diminuiu devido à retirada dos elementos de simulação de *outriggers*. Cabe ainda salientar, que o modelo referência apresenta maior perda de rigidez na direção X do que na Y, em relação ao original. Isto valida a maior queda observada na variação do primeiro modo, que é praticamente todo em X.

Resta ainda salientar que ao ser executado o dimensionamento dos elementos de barra (vigas e pilares) no ELU pela análise global, obteve-se apenas um elemento não passando na verificação devido à necessidade de aumento de seção e impossibilidade de inserção das armaduras calculadas. Este corresponde a uma viga do 58º pavimento e não será alterado, devido à comparação dos modelos seguintes com o modelo original. Entretanto, quando o dimensionamento é provindo da análise sequencial, 301 elementos não conseguem ser dimensionados no modelo referência, sendo esse número correspondente a aproximadamente 14% dos *frames* empregados. Isto apresenta-se conforme indicado na literatura, uma vez que há redistribuição de esforços quando desta consideração. Assim, percebe-se a grande importância da análise faseada, principalmente em edifícios altos. Salienta-se, novamente, que os elementos não verificados no dimensionamento não foram alterados. Primeiramente, pela análise sequencial não ser a abordagem principal do trabalho e, posteriormente, devido ao fato das próximas análises partirem deste modelo referência e receberem diferentes soluções estruturais, isso geraria alterações e dificuldades posteriores ao comparar resultados.

6.2 SIMULAÇÃO DE SISTEMA TUBULAR EXTERNO

No presente item, são mostradas algumas formulações de sistemas que simulam o tubular externo. Esta denominação é devida à impossibilidade de acréscimo de pilares na fachada frontal da edificação. Portanto, foram inseridos pilares de forma gradativa nas fachadas laterais e na fachada de fundos, todos respeitando a última revisão arquitetônica, de forma a posicionar os elementos onde seriam executadas alvenarias. A ideia da inserção gradativa dos elementos foi adotada para mostrar os ganhos de rigidez encontrados em cada uma das etapas. Assim, foram gerados 6 modelos distintos. A Figura 75 indica os elementos que são inseridos em cada um dos modelos.

Figura 75 - Passo a passo dos elementos inseridos no modelo de simulação tubular



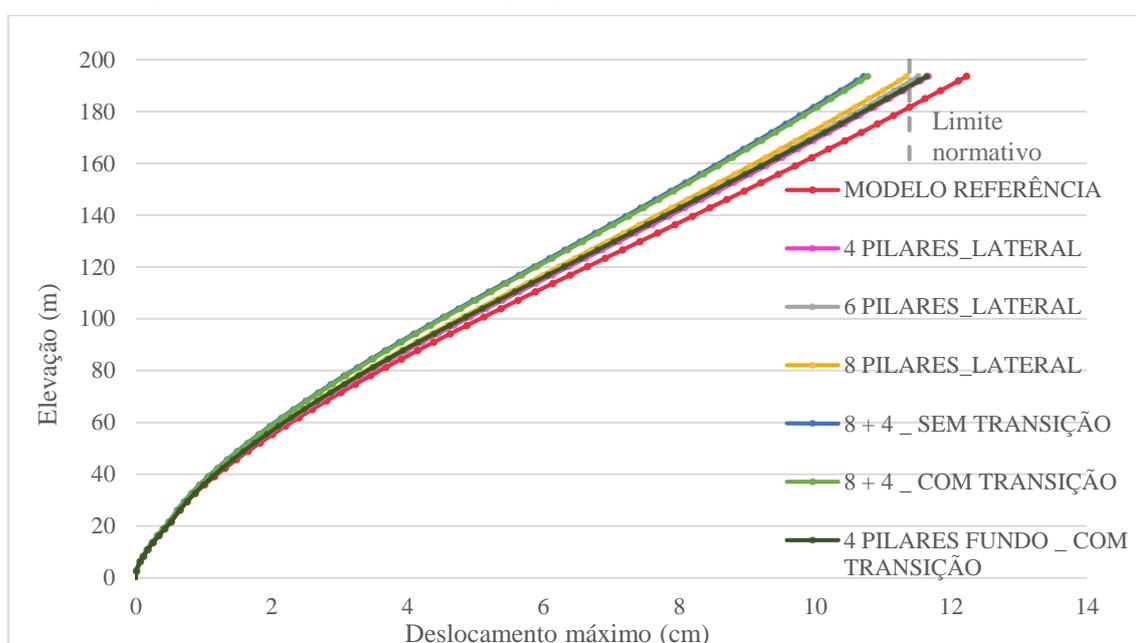
(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

No primeiro modelo, foram inseridos quatro pilares simetricamente nas duas fachadas laterais, sendo dois destes de 85x19 cm e os outros dois de 80x19 cm - indicados na Figura 75 pelo 1º passo. Já no segundo modelo, foram adicionados mais dois pilares em cada uma destas (passo 2 da Figura 75), de seção 60x19 cm, totalizando, assim, seis pilares ao modelo. O terceiro modelo finaliza a adição de pilares nas fachadas laterais, sem prejuízo ao projeto arquitetônico, sendo alocados mais dois pilares de 70x19 cm aos seis já existentes (3º passo da Figura 75), resultando no total de oito pilares. Para simular o sistema tubular, foram inseridos também pilares na fachada de fundos dentro das alvenarias, sendo utilizados quatro pilares com seção de 70x19 cm - passo 4 ilustrado na Figura 75. Sabendo-se que os pavimentos inferiores ao 9º andar não poderiam sofrer com a interferência destes elementos, devido ao posicionamento das vagas de garagem, circulação e lazer, fez-se necessário o uso de uma viga de transição neste pavimento, com os pilares do 10º andar nascendo sobre esta. Apenas para fins comparativos do efeito da viga de transição, comparou-se um modelo com os pilares da fachada de fundos nascendo no subsolo, como os demais mencionados anteriormente, com o modelo coerente com a arquitetura, ou seja, fazendo uso de viga de transição.

Também gerou-se, no ETABS, um modelo apenas com os quatro pilares da fachada de fundos e uso da viga de transição. Este foi escolhido de modo a determinar o ganho de rigidez apresentado pelo enrijecimento deste pórtico no sentido Y. Os pilares apresentam as seções já referidas.

A Figura 76 ilustra os deslocamentos máximos por pavimento no ELS para todos os modelos acima citados e a comparação com a mesma curva do modelo referência. Para melhor visualização dos valores, a Tabela 11 apresenta o deslocamento do heliponto, correspondente ao máximo, o número de elementos não dimensionados no ELU pela análise global e o volume de concreto utilizado para cada classe de resistência.

Figura 76 - Deslocamento máximo por pavimento nos modelos de simulação tubular



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 11 - Parâmetros de análise para os modelos de simulação tubular

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
4 PILARES_LATERAL	116,67	44	4594	3340	2533	10467
6 PILARES_LATERAL	115,19	41	4611	3354	2545	10511
8 PILARES_LATERAL	113,45	53	4632	3372	2558	10562
8 + 4 _ SEM TRANSIÇÃO	107,11	54	4673	3405	2582	10660
8 + 4 _ COM TRANSIÇÃO	107,71	47	4663	3405	2582	10650
4 PILARES DE FUNDO COM TRANSIÇÃO	116,38	1	4576	3332	2528	10436

(fonte: elaborada pela autora)

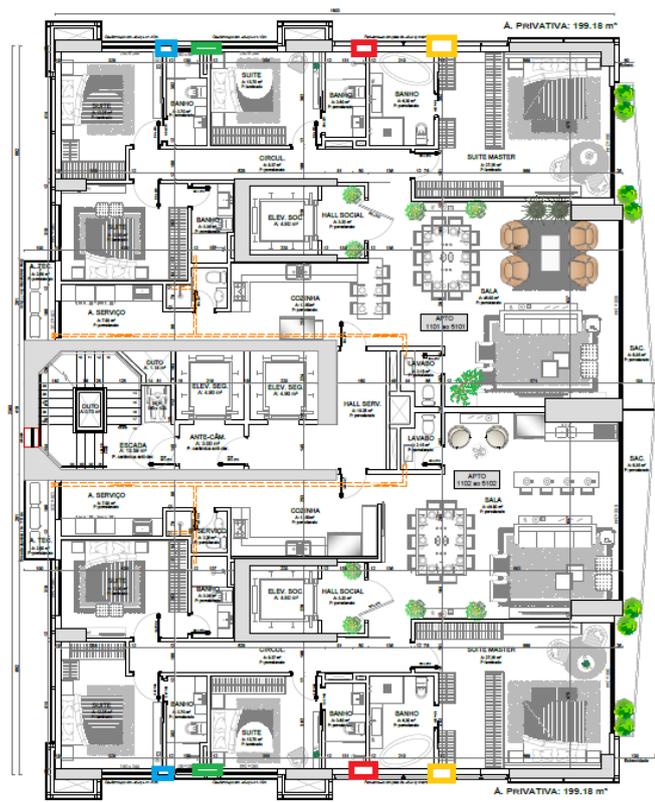
Por meio dos resultados expostos, primeiramente serão feitos comentários relativos às análises em serviço. Assim, é possível observar o decréscimo do deslocamento máximo que acontece nos modelos gradualmente à inserção do número de pilares, bem como aumento do quantitativo de concreto. Porém, ao serem analisados em termos percentuais os três primeiros modelos em relação ao referencial, nota-se que no primeiro modelo há uma diminuição de 4,6% dos deslocamentos, no modelo de 6 pilares esta é de 5,8% e no de 8 pilares é de 7,2%. Estas porcentagens encontram-se coerentes devido à relação de áreas e inércias inseridas em cada uma das etapas. Cabe ainda salientar que apenas os modelos com uso conjunto dos pilares laterais e de fundos (modelo com e sem transição) estão atendendo ao limite de deslocamento da norma.

Também conforme esperado, observa-se que o modelo com sistema tubular lateral e de fundos possui maior rigidez quando os pilares nascem nas fundações (modelo 8+4_sem transição) do que quando os pilares nascem no 9º pavimento em viga de transição (modelo 8+4_com transição). Esta variação de deslocamentos em relação ao modelo referencial é de 12,4% e 11,9%, respectivamente, mostrando que a viga de transição é uma boa opção, uma vez que a diferença de ambos modelos foi pequena. Assim, este é o sistema escolhido para as análises finais, uma vez que apresenta valores de deslocamento máximo inferiores ao limite normativo. Ainda, é interessante lembrar que os elementos *shell* foram modelados usando trecho rígido na união com demais elementos de apoio ou apoiados. Por isso, os resultados mencionados acima não sofreram muita variação. Também, cabe salientar que o dimensionamento deste tipo de viga sempre deve ser verificado de forma minuciosa, principalmente quanto ao alojamento das armaduras transversais devido ao alto esforço cortante, sendo este possível de ser executado na viga em questão.

Outro ponto interessante de análise é relativo ao modelo dos quatro pilares laterais (4 pilares_lateral) e ao com apenas os quatro pilares de fundos com o uso de viga de transição (4 pilares de fundo com transição) – último mostrado na Tabela 11. Pelo volume de concreto destes, é possível observar que o enrijecimento do pórtico em Y foi mais eficiente que o enrijecimento dos pórticos em X, uma vez que os deslocamentos são levemente menores no primeiro mencionado, e ainda o consumo de concreto é inferior. Analisando-se o número de elementos *frames* não dimensionados no ELU, também se vê a maior vantagem do enrijecimento do pórtico em Y.

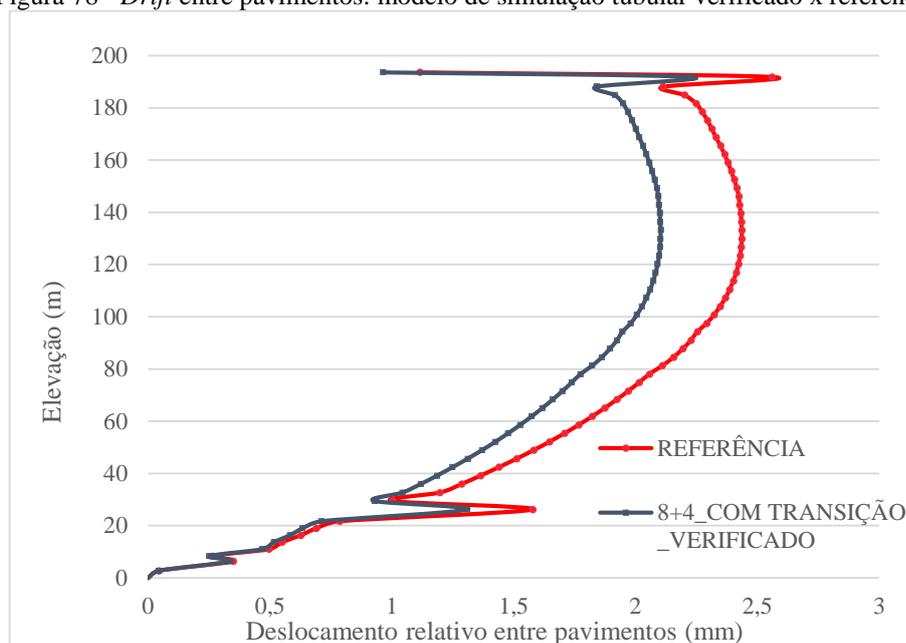
Após observações referentes à análise em serviço, o enfoque agora é voltado às verificações do ELU. Conforme a Tabela 11, vê-se que a inserção dos pilares laterais atendendo às limitações arquitetônicas, fazem com que os mesmos elementos inseridos, principalmente relativos ao lado direito da edificação, não consigam ser dimensionados no ELU. Assim, propuseram-se alterações de algumas seções dos elementos inseridos, de forma a estes passarem no dimensionamento através da análise global. A primeira refere-se ao aumento da largura dos pilares de 60x19 e 85x19 – indicados em verde e azul, respectivamente, na Figura 77 - para 23 cm até o 4º pavimento. Após, a largura dos mesmos é reduzida para 21 cm até o 9º andar, onde a largura passante volta a ser os 19 cm. Já os pilares correspondentes à metade direita da edificação, cujas seções iniciais são 70x19 e 80x19 – representados em vermelho e amarelo na Figura 77, respectivamente – tiveram sua largura aumentada, respectivamente, para 26 cm e 27 cm até o 4º pavimento. Após, suas seções ficaram de 70x24 e 80x25 até o 9º pavimento. A partir disto, os pilares possuem largura de 22 cm, estendendo-se esta até o 17º andar para o pilar grifado em vermelho e até o 30º pavimento para o indicado em amarelo. Após estes níveis, os mesmos possuem largura de 19 cm. Resta salientar que, para possível aplicação deste modelo, as alterações referentes aos dentes nas fachadas devem ser confirmadas com os responsáveis pelo projeto arquitetônico. Acredita-se ser possível, uma vez que a fachada é em pele de vidro, e as maiores dimensões correspondem aos pavimentos de garagem, não apresentando grande impacto.

Figura 77 - Pilares com seções alteradas



(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

Assim, utilizou-se deste modelo de simulação tubular completo que remete ao “8+4 com transição”, agora com elementos referidos passantes no ELU, para apresentar os demais resultados na sequência. A Figura 78 ilustra a plotagem dos *drifts* para todos os pavimentos, enquanto a Tabela 12 mostra os valores de *drift* máximo, ocorrido entre o penúltimo e o antepenúltimo pavimento e, devido às alterações, também são indicados os novos valores de deslocamento máximo e consumo de concreto na mesma, todos comparados ao modelo referência. Ainda, a análise modal é apresentada na Tabela 13.

Figura 78 - *Drift* entre pavimentos: modelo de simulação tubular verificado x referência

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 12 - Parâmetros de análise para modelo de simulação tubular verificado

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	<i>Drift</i> (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
				C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	2,56	1	4545	3299	2504	10348
8+4_COM TRANSIÇÃO_VERIFICADO	107,18	2,22	1	4674	3405	2582	10662

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 13 - Análise modal do modelo de simulação tubular verificado

Modos	8+4_COM TRANSIÇÃO_VERIFICADO					MODELO REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	U _x	U _y	R _z	Frequência (Hz)	T (s)	U _x	U _y	R _z
1º modo	0,152	6,582	1,000	0,000	0,000	0,147	6,823	1,000	0,000	0,000
2º modo	0,183	5,457	0,000	0,994	0,006	0,173	5,781	0,000	0,997	0,003
3º modo	0,476	2,099	0,001	0,050	0,948	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4º modo	0,699	1,430	0,167	0,763	0,069	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5º modo	0,704	1,420	0,732	0,256	0,012	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6º modo	1,354	0,738	0,019	0,701	0,281	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7º modo	1,510	0,662	0,100	0,296	0,604	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8º modo	1,583	0,632	0,752	0,009	0,240	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9º modo	2,122	0,471	0,034	0,828	0,137	2,015	0,496	0,066	0,730	0,203
10º modo	2,371	0,422	0,298	0,204	0,498	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

Observando-se as tabelas, é possível inferir que o deslocamento máximo é 5,88% menor do que o previsto em norma, que corresponde à 113,88 mm. Da mesma forma, o *drift* também

apresenta-se respeitando o limite estabelecido. Para ambos, é possível verificar um decréscimo dos parâmetros recém citados em relação ao modelo referência, respectivamente, de 12,34% e 13,28%. Em contrapartida, houve 3,03% de aumento total do consumo de concreto, sendo maior nas classes C40 e C50. Em relação à análise modal, observa-se um aumento de 3,4%, 5,78% e 7,21%, respectivamente para as frequências do 1º, 2 e 3º modos. Isso retrata que o aumento de rigidez é preponderante ao de massa e que o maior acréscimo de rigidez em planta ocorre na direção Y, devido ao aumento da segunda frequência natural.

A fim de fechar as análises para o presente sistema, executou-se a análise construtiva em ELU. Nesta, 330 elementos de barra não passaram, correspondendo a uma porcentagem de 10,73% em relação ao total.

Apenas a fim de curiosidade, sabe-se que este sistema simula o tubular, uma vez que abrange apenas três fachadas e não todas como o sistema original. Porém ele pode se enquadrar também na simulação do *tube in tube*, devido a este ser composto pelo tubular externo mais núcleo central, mesmo que deslocado.

6.3 OUTRIGGER

Um dos sistemas mais empregados atualmente em edifícios altos é o de *outriggers*. Para isso, optou-se por aplicar o mesmo na edificação em estudo, a fim de entender seu comportamento. Isto foi feito de duas formas distintas: pelo uso do mesmo em um único pavimento; usando o sistema em dois pavimentos. Na sequência são indicados cada um destes de forma separada.

O uso do *outrigger*, normalmente, está associado à inviabilização da utilização do pavimento, como por exemplo, no edifício Yatchouse. Porém, o custo financeiro disso acaba sendo elevado, devido ao alto valor associado aos apartamentos em edifícios deste porte. Portanto, alguns modelos propostos foram escolhidos visando viabilizar o uso do pavimento, sendo mais empregados no caso de dois pavimentos de *outriggers*.

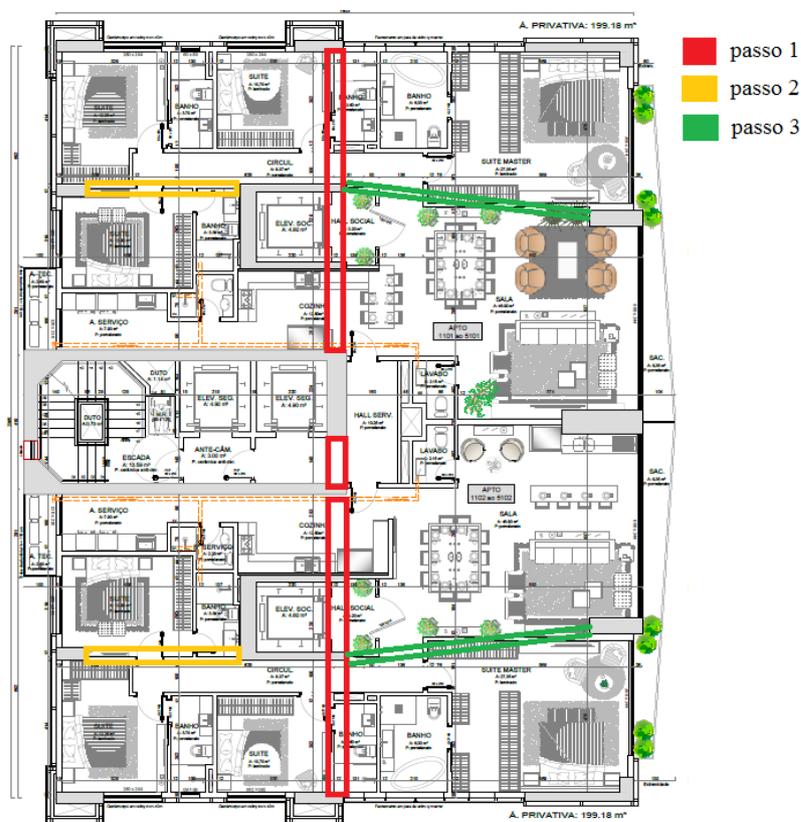
6.3.1 *Outrigger* em um pavimento

Inicialmente, foi considerada a posição ideal referenciada pelo autor Taranath (2010), após serão mostrados modelos de validação desta. Assim, optou-se por analisar de forma gradual o ganho associado ao uso de *outriggers* nas direções X e Y, e também relativo ao aumento de

rigidez do lado direito e esquerdo da edificação. Para isso, utilizaram-se modelos iniciais com vigas de borda de altura de 80 cm modeladas como *frame* e, *outrigger* do tipo parede, modelado no 31º andar, com espessura de 30 cm, e resistência do concreto equivalente ao andar, ou seja, C40. Assim, foram gerados três modelos. O primeiro modelo, possui *outrigger* apenas na direção Y, conforme indicado em vermelho na Figura 79 – passo 1. O segundo, além de possuir os recém indicados, também apresenta elementos na direção X do lado esquerdo da edificação – representados em amarelo pelo passo 2 (Figura 79). Já o modelo três contempla os anteriores e também os elementos representados em verde na Figura 79, resultando no modelo completo com *outriggers* nas direções X e Y.

Após, também é feita uma modelagem considerando os elementos em sua formulação completa em X e Y, conforme o último modelo citado, porém, com a viga de borda, agora, com a altura total do pavimento, e portanto, representada por elementos *shell*. Assim, é possível identificar qual a solução mais adequada, pois a viga de cintamento é responsável por distribuir os esforços para todos os pilares do perímetro e por isso precisa possuir rigidez suficiente para tal.

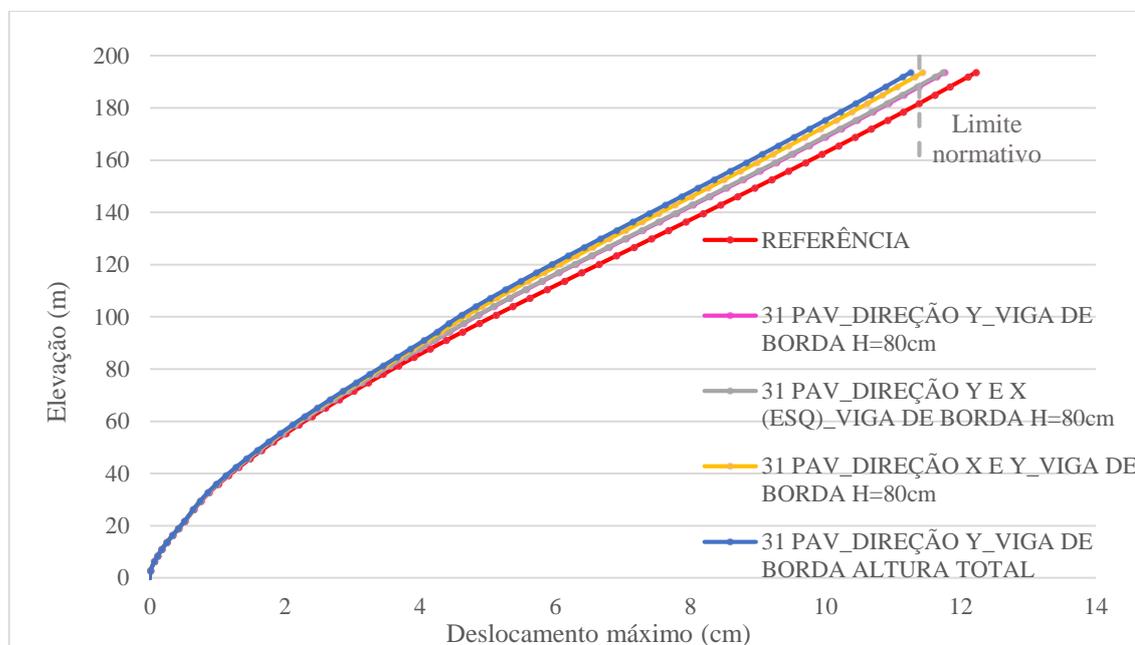
Figura 79 - Indicação da locação dos elementos de ourtiggers por modelos



(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

Os modelos mencionados encontram-se plotados em termos de deslocamentos máximos por pavimentos, na Figura 80. A Tabela 14 indica o máximo valor obtido destes, o número de elementos não dimensionados no ELU pela análise global e os volumes de concreto.

Figura 80 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com *outrigger* único



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 14 - Parâmetros de análise para modelos com *outrigger* único – variação da disposição em planta

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
31 PAV_DIREÇÃO Y_VIGA DE BORDA H=80cm	117,69	1	4545	3316	2504	10364
31 PAV_DIREÇÃO Y E X (ESQ)_VIGA DE BORDA H=80cm	117,37	1	4545	3326	2504	10375
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA H=80cm	114,40	1	4545	3343	2504	10391
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	112,61	1	4545	3388	2504	10437

(fonte: elaborada pela autora)

Por meio da Figura 80 e Tabela 14, é possível observar que a melhora no deslocamento gerado pelos modelos “31_pav_direção Y_viga de borda H=80cm” e “31_pav_direção Y e X (esq)_viga de borda H=80cm” não sofre muita alteração. Assim, pode-se concluir que o aumento da rigidez no lado direito da edificação não está associado ao máximo deslocamento na direção X. Além disso, ao realizar-se um comparativo entre os quatro primeiros modelos citados na Tabela 14, referente ao dimensionamento no ELU na análise sequencial, observa-se que a proporção de elementos sem dimensionamento em relação aos elementos totais do mesmo modelo, na ordem dada na tabela, é 13,63%, 12,57%, 12,62% e 11,35%. Dessa forma, é possível

observar a necessidade de enrijecimento do lado direito da edificação, uma vez que melhora os resultados no ELS e, também, no ELU.

Mesmo assim, todos estes modelos recém citados apresentam valores de deslocamento máximo desrespeitando o normativo. O valor mais próximo, relativo ao modelo com *outriggers* nas direções X e Y com viga de cintamento de 80 cm, apresenta-se 0,45% acima do limite. Salienta-se para fim de curiosidade, que se este modelo fosse adotado com aberturas referentes ao projeto arquitetônico (maiores às consideradas e em maior quantidade), o limite ficaria ainda mais distante do normativo, mesmo aumentando a espessura das paredes e consumindo mais área dos apartamentos. Assim, infere-se que para a utilização de um único pavimento com elementos *outriggers-wall*, o andar por ele comportado se torna não utilizável.

Dessa forma, observa-se ser necessário o uso de viga de borda de maior altura, modelada como elemento *shell*. O comparativo entre os dois últimos modelos indicados na Tabela 14 mostram uma diminuição de deslocamento na modelagem que adota esta ideia. Assim, o deslocamento deste modelo com viga de borda de altura total ao do pavimento apresenta-se 1,12% inferior ao limite da norma. Portanto, as análises mostradas na sequência da descrição do presente item, já partem da adoção do uso de viga de cintamento de altura total.

Como breve observação, pode-se ainda mencionar que o dimensionamento no ELU via análise global é similar para todos os modelos, com o mesmo elemento de viga não verificado, o qual localiza-se no 58º pavimento e é equivalente aos modelos referência e padrão. Além disso, o que é de suma importância relativo aos modelos mostrados, é o consumo de concreto. Pode-se observar pela Tabela 14 que o consumo total de concreto aumenta variando de 0,16% a 0,86% para os modelos mostrados em relação ao referência, e exclusivamente para classe C40, variam de 0,5% a 2,69%. Assim, mostra o menor custo atrelado ao consumo de concreto para o uso deste sistema, mesmo adotando-se maior altura de viga de bordo. Em termos globais, deve ser melhor avaliado o custo através de execução, materiais e impossibilidade de utilização (venda) do pavimento em questão.

Os próximos modelos, conforme mencionado anteriormente, compreendem o uso de viga de cintamento de altura total do pavimento, inutilizando o mesmo. Assim, optou-se ainda por analisar a influência do aumento da espessura dos elementos inseridos, adotando-se um comparativo entre os já mostrados que possuíam 30 cm, com o novo modelo correspondente a

50 cm. A Tabela 15 indica os valores obtidos, mostrando de forma conjunta, novamente o modelo com *outrigger* de espessura de 30 cm e o modelo referência.

Tabela 15 – Parâmetros de análise para modelos com *outrigger* único – variação de espessura

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	112,61	1	4545	3388	2504	10437
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL_50cm	112,08	1	4545	3423	2504	10472

(fonte: elaborada pela autora)

Pela Tabela 15 é possível observar que o deslocamento da modelagem considerando espessura de 50 cm é 0,48% menor que o mesmo com espessura de 30 cm. Entretanto, ao analisar-se o consumo de concreto exclusivamente da classe C40, pois é a que sofre influência, devido aos *outriggers* estarem locados no pavimento 31, observa-se um aumento de 1,04% em relação a espessura de 30 cm e 3,77% em relação ao referência. Isto mostra que não há grandes ganhos ao aumentar a espessura do elemento.

Também, foram realizadas modelagens da mesma disposição dos elementos em relação à altura do edifício. O valor de referência indicado por Taranath (2010), corresponde à metade da altura do edifício, sendo assim, referente ao 31º pavimento. Porém, a fim de validar esta referência, gerou-se modelos com *outriggers* posicionados nos pavimentos 10, 20, 30 e 35. O 35º pavimento, foi escolhido ao se utilizar a metade da altura, citada pelo autor, descartando a elevação do embasamento, ou seja, considerando apenas a elevação da torre, que apresenta menores dimensões em planta. Os outros modelos foram analisados com mesma variação de 10 em 10 andares para observar o comportamento dos mesmos. A Tabela 16 indica o máximo deslocamento obtido para cada um destes, o número de elementos de barra não dimensionados no ELU através da análise global e volume de concreto.

Tabela 16 - Parâmetros de análise para modelos com *outrigger* único – variação da posição

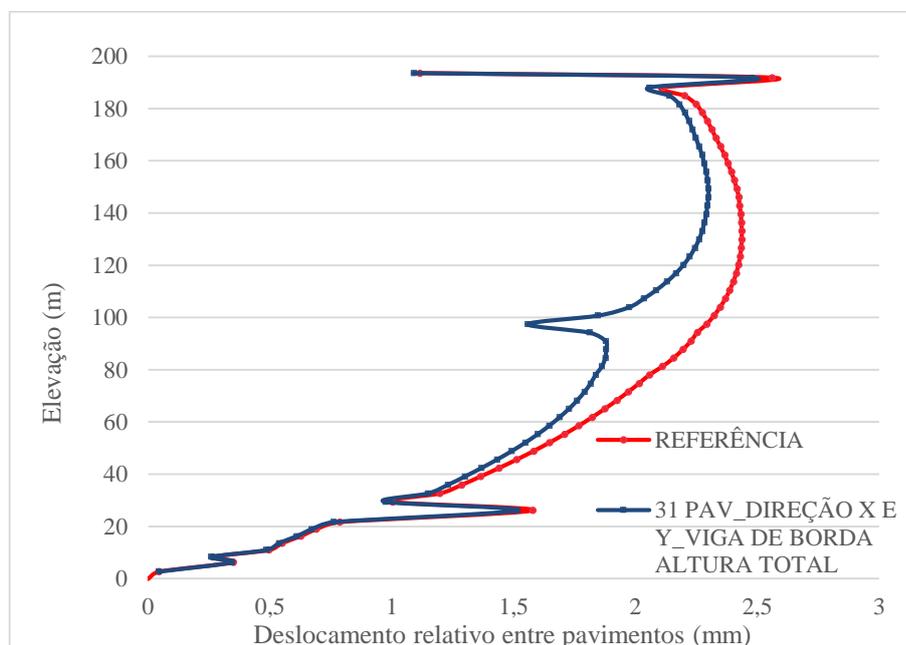
MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
10 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	116,08	1	4631	3299	2504	10434
20 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	113,08	1	4633	3299	2504	10436
30 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	112,66	1	4545	3387	2504	10436
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	112,61	1	4545	3388	2504	10437
35 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	112,82	1	4545	3388	2504	10437

(fonte: elaborada pela autora)

Pode-se inferir pela Tabela 16 que a posição dita como ideal apresenta-se coerente com os modelos analisados. Isto pois o menor deslocamento obtido refere-se ao 31º pavimento, posição ideal. Nos demais pavimentos analisados acima ou abaixo, os deslocamentos são maiores. Ainda do pavimento 10 ao 31, observa-se uma ordem decrescente destes valores, o mesmo deve acontecer se fossem analisados mais pavimentos acima do 35º andar, que também indica convergência do melhor resultado para o pavimento 31. Analisando-se propriamente os valores obtidos, percebe-se que apenas o modelo relativo ao 10º pavimento apresenta-se superior ao normativo. Além disso, o pavimento 10 é o único “tipo” diferenciado devido à sacada (não impactando diretamente na análise dos *outriggers*), podendo isto ser observado através do consumo de concreto. Nota-se que para os demais o consumo é muito próximo, variando com pequenas modificações de redução das seções de pilares com a altura.

Dessa forma, mostrou-se e adotou-se o modelo referente ao 31º pavimento com viga de borda de altura total como o representante para os demais parâmetros. Assim, na Figura 81 são mostrados os deslocamentos relativos entre pavimentos, e a Tabela 17 indica o máximo valor deste, referente ao antepenúltimo e ao penúltimo pavimentos.

Figura 81 - *Drift* por pavimento: modelo *outrigger* único x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 17 - *Drift* máximo para o modelo com *outrigger* único

MODELO	<i>Drift</i> (mm)
REFERÊNCIA	2,56
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	2,48

(fonte: elaborada pela autora)

Observando-se os resultados expostos, percebe-se que o máximo valor de *drift* é próximo ao obtido no modelo referência, variando 3,3% em relação a este. Porém, é notável a mudança de comportamento existente na curva do modelo em análise. Esta diminuição de deslocamento relativo entre pavimentos nos andares próximo a inserção do *outrigger* é esperada, pois nestes pavimentos há um acréscimo de rigidez provinda dos mesmos. Assim, a curva tende a um mínimo, correspondendo justamente ao *drift* entre os pavimentos 31 e 30 (locação dos *outriggers*), e, então, volta a crescer aproximando-se cada vez mais da curva referência, conforme fica mais longe dos pavimentos mencionados. Esta diminuição dos deslocamentos relativos nos pavimentos próximos aos elementos inseridos é de 32% em relação ao modelo referência. Ainda, cabe salientar que os valores obtidos são menores que os limites normativos.

Na sequência do trabalho procede-se a análise modal. A Tabela 18 mostra os valores relativos a mesma, abrangendo frequências, períodos e direções modais dos primeiros dez modos de vibração da estrutura.

Tabela 18 - Análise modal modelo de *outrigger* único

Modos	31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA_BORDA ALTURA TOT.					MODELO DE REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz
1° modo	0,154	6,481	1,000	0,000	0,000	0,147	6,823	1,000	0,000	0,000
2° modo	0,180	5,551	0,000	0,996	0,004	0,173	5,781	0,000	0,997	0,003
3° modo	0,462	2,164	0,002	0,064	0,934	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4° modo	0,666	1,502	0,988	0,006	0,007	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5° modo	0,677	1,477	0,006	0,908	0,086	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6° modo	1,318	0,759	0,029	0,421	0,549	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7° modo	1,494	0,669	0,005	0,527	0,468	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8° modo	1,597	0,626	0,884	0,023	0,093	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9° modo	2,035	0,491	0,063	0,773	0,164	2,015	0,496	0,066	0,730	0,203
10° modo	2,302	0,434	0,388	0,301	0,311	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

Pode-se observar que a variação do modelo com *outrigger* em relação ao referência, para as três primeiras frequências, é de 4,8%, 4,0% e 4,1%, respectivamente em ordem crescente destas. Os valores obtidos apresentam-se de acordo com o esperado, por exemplo, analisando-se o

incremento de rigidez nas direções horizontais e verticais devido à inserção dos *outriggers*. Ao realizar este estudo percebe-se que o ganho de rigidez na direção X é maior que na Y, e estando esta propriedade atrelada a análise modal, é maior o aumento de frequência correspondente a mesma direção, ou seja, direção X, portanto, relacionada ao primeiro modo de vibração.

Relativo a análise sequencial, obteve-se que 207 elementos não passaram, representando, assim, 9,47% do total do modelo. Salienta-se que nos dois pavimentos acima e nos dois abaixo do de locação dos *outriggers*, obteve-se todos os elementos passando no ELU. Para os demais andares acima e abaixo dos mencionados, os elementos não dimensionados começam a aumentar em número de forma gradual, quanto mais afastado do 31º pavimento.

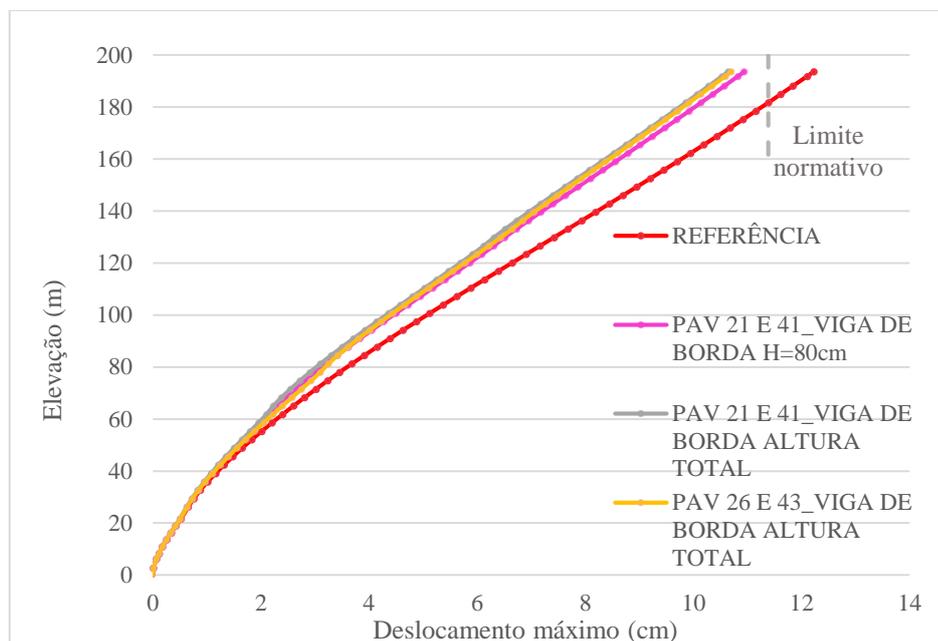
6.3.2 *Outrigger* em dois pavimentos

Optou-se por fazer alguns modelos com uso de *outriggers* em dois pavimentos. A escolha se deve à possibilidade de não inviabilização dos pavimentos nestes casos, uma vez que o aumento de rigidez se torna maior ao da utilização do sistema em um pavimento único. Para definição dos níveis associados a estes elementos, adotou-se, novamente, as posições indicadas como ideais por Taranath (2010), correspondendo a 1/3 e 2/3 da altura total da edificação que equivalem respectivamente ao 21º e 41º pavimentos. Assim, foi utilizado um modelo com viga de borda de 80 cm de altura e outro com o cintamento de altura de piso a piso, representada por elementos de casca.

Além disso, para verificar a validade do posicionamento empregado para os *outriggers*, também se gerou um modelo com os elementos posicionados nos pavimentos 26 e 43. Estes níveis correspondem a utilização de 1/3 e 2/3 da altura apenas da torre, excluindo a elevação do embasamento. No mesmo, considerou-se a viga de borda com altura total. Cabe salientar que em todos os modelos foram adotadas a mesma distribuição dos elementos em planta, correspondentes a totalidade de elementos demarcados na Figura 79, sendo a espessura dos mesmos de 30 cm.

A Figura 82 plota para os três modelos, juntamente com o referencial, os deslocamentos máximos por pavimento. Para melhor visualização o maior destes, correspondente ao heliponto, é indicado na Tabela 19, assim como o número de elementos de barra não dimensionados no ELU na análise global e o volume de concreto total e por classe de resistência.

Figura 82 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos *outrigger* duplo x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 19 - Parâmetros de análise para os modelos de *outrigger* duplo

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
MODELO DE REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
PAV 21 E 41_VIGA DE BORDA H=80cm	109,37	1	4588	3343	2504	10435
PAV 21 E 41_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	106,43	1	4633	3388	2504	10525
PAV 26 E 43_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	107,00	1	4545	3476	2504	10525

(fonte: elaborada pela autora)

Por meio destes resultados infere-se que o deslocamento do modelo que utiliza *outrigger* nos andares 26 e 43 apresenta-se maior que o obtido no uso dos elementos nos pavimentos 21 e 41, sendo a proporção destes em relação ao referência de, respectivamente, 12,5% e 13,0%. Assim, admite-se o posicionamento relativo aos andares 21 e 41, os mais adequados para as demais análises.

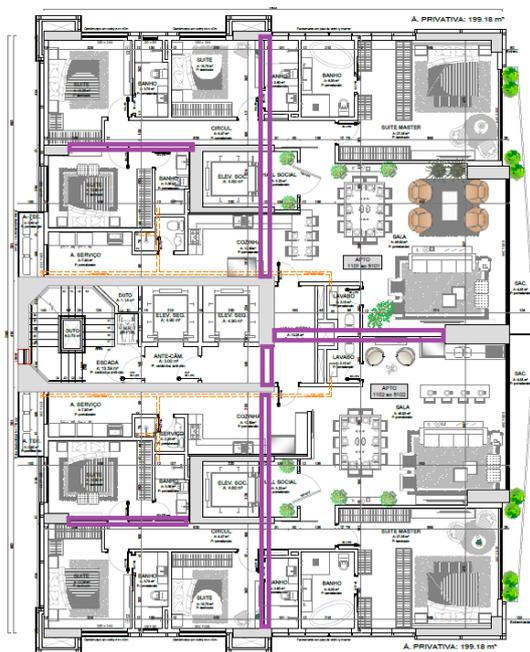
Ainda, ao serem relacionados os deslocamentos provindos do modelo com viga de borda de altura de 80 cm e o com viga de altura total, sendo ambos correspondentes a *outriggers* nos pavimentos 21 e 41, é visto que no uso de menor altura de cintamento os deslocamentos são maiores. Porém, mesmo assim, este valor fica 3,96% abaixo do limite normativo. Além do atendimento a norma, é possível ainda observar o menor consumo de concreto pelo mesmo, correspondendo a um aumento de 0,84% em relação ao modelo referência, em oposição a

1,71% para a modelagem com viga de cintamento de altura total. Dessa forma, devido à análise recém mencionada e o grande ganho em termos de custos referente a não inviabilização dos pavimentos, é adotado o modelo de *outriggers* locados no 21º e 41º andares com uso de viga de borda de 80 cm de altura.

Para ser possível o uso do pavimento, foram feitas algumas alterações na locação dos elementos, em relação aos modelos mostrados anteriormente, de modo que esses ficassem alinhados com as paredes existentes no projeto arquitetônico. A Figura 83 mostra a distribuição de tais elementos em planta. Ainda, salienta-se que foi necessário compatibilizar as aberturas de portas e passagens.

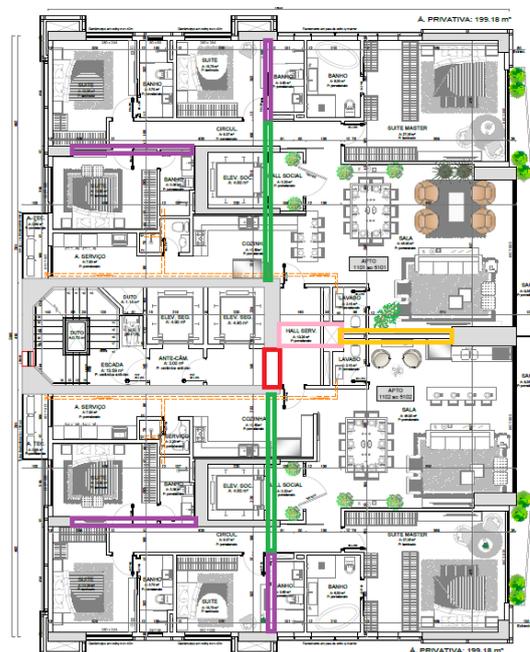
Inicialmente, consideram-se todos os elementos com espessura de 30 cm, relativos ao modelo denominado apenas por “ABERT” de abertura. Porém, conforme será mostrado na sequência, foi necessário aumentar a espessura de alguns elementos a fim de verificar o uso do modelo, o qual é denominado de “ABERT_VERIF”, devido a corresponder a modelagem com aberturas, mas verificado conforme limites normativos no ELS. As espessuras alteradas são indicadas na Figura 84. O demarcado em verde refere-se a espessura de 60 cm – estes correspondem a elementos de menor altura devido a recortes de passagens. Os elementos indicados em vermelho e rosa também possuem menor altura, e possuem larguras, respectivamente, de 75 cm e 90 cm. Ainda, a demarcação do *outrigger-wall*, indicado em amarelo, apresenta espessura de 60 cm. Os demais elementos foram mantidos com 30 cm. A Tabela 20 mostra os valores de deslocamento máximo, número de elementos não dimensionados no ELU pela análise global e volume de concreto para ambos os modelos.

Figura 83 - Posicionamento dos elementos *outrigger* duplos



(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

Figura 84 - Elementos *outrigger* duplo com aumento de espessuras



(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

Tabela 20 - Parâmetros de análise *outrigger* duplos verificados

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
PA V 21 E 41_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL_ABERT	115,02	1	4567	3310	2504	10381
PA V 21 E 41_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL_ABERT_VERIF	113,84	1	4569	3326	2504	10399

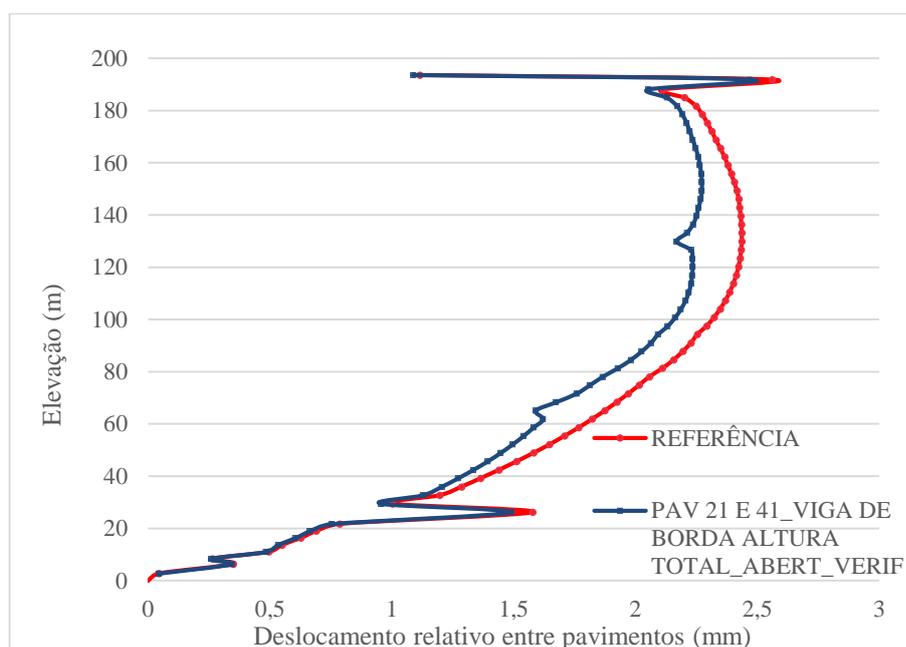
(fonte: elaborada pela autora)

Por meio dos resultados, observa-se o que já foi comentado anteriormente, relativo à necessidade de aumento das espessuras dos elementos inseridos. Ou seja, que o modelo com as aberturas e com todos os elementos de largura de 30 cm, não verifica o limite da norma, ficando 1% acima desta. Já o modelo com as espessuras alteradas, “ABERT_VERIF”, ficou 0,04% abaixo do mesmo limite, verificando o deslocamento máximo no ELS. Este modelo é adotado para dar continuidade as análises. Mas antes, cabe ressaltar que na verificação do ELU pela análise global, ambos modelos possuem um elemento não passante, referente a uma viga, de forma coincidente aos demais. Ainda, pode-se observar, nos dois modelos, que o aumento do volume de concreto é baixo em relação ao referência, mostrando um dos maiores benefícios do uso deste tipo de sistema, em relação a outros estudados. Por exemplo, ao analisar-se a relação

do modelo “ABERT_VERIF” com o referência, obtém-se um aumento de apenas 0,5% no volume total.

A Figura 85 plota o *drift* por pavimento para o modelo verificado, comparando o mesmo com o referência. Para facilitar a visualização do máximo valor, a Tabela 21 indica-o, sendo correspondente ao deslocamento relativo entre o penúltimo e o antepenúltimo andares.

Figura 85 - *Drift* por pavimento: modelo *outrigger* duplo verificado x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 21 - *Drift* máximo para o modelo de *outrigger* duplo verificado

MODELO	<i>Drift</i> (mm)
REFERÊNCIA	2,56
PAV 21 E 41_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL_ABERT_VERIF	2,47

(fonte: elaborada pela autora)

Pela Figura 85 é possível identificar duas quebras na tendência da curva do modelo analisado em relação ao referência. As alturas onde acontecem a diminuição dos *drifts* são justamente os pavimentos 21 e 41, devido ao uso dos *outriggers*. Esta diminuição abrange os deslocamentos relativos referentes ao 40º, 41º e 42º andares, na altura mais elevada representada no gráfico da Figura 85, e em relação a quebra na altura mais abaixo do gráfico, tem-se uma diminuição significativa apenas no 21º pavimento. Ainda, se comparada a variação de *drift* nesses dois pontos de quebra na tendência da curva, pode-se observar que em termos percentuais ocorre

uma diminuição de 15% no 21º pavimento, enquanto a máxima variação relativa aos andares mais altos citados é de 11%, ambas em relação ao modelo referência. Porém, observa-se que estas diminuições são inferiores as existentes no modelo de *outrigger* único com viga de borda de altura total, descrito no item anterior.

Finalizando as análises propostas para o modelo com aberturas e espessuras de elementos verificadas, realiza-se a análise sequencial e modal. A Tabela 22 mostra para os primeiros dez modos de vibração as frequências e períodos naturais e as direções modais.

Tabela 22 - Análise modal do modelo de *outrigger* duplo verificado

Modos	PAV 21 E41_VIGA BORDA ALTURA TOT_ABERT_VERIF					MODELO REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz
1º modo	0,154	6,477	1,000	0,000	0,000	0,147	6,823	1,000	0,000	0,000
2º modo	0,179	5,595	0,000	0,996	0,004	0,173	5,781	0,000	0,997	0,003
3º modo	0,445	2,249	0,002	0,046	0,952	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4º modo	0,685	1,461	0,018	0,905	0,077	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5º modo	0,701	1,427	0,963	0,036	0,000	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6º modo	1,268	0,789	0,042	0,506	0,452	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7º modo	1,444	0,693	0,094	0,507	0,398	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8º modo	1,533	0,652	0,714	0,010	0,275	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9º modo	2,072	0,483	0,074	0,670	0,256	2,015	0,496	0,066	0,730	0,203
10º modo	2,338	0,428	0,114	0,367	0,519	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

Observando-se a Tabela 22 percebe-se que o modelo proposto apresenta um aumento das frequências naturais, principalmente, relativamente as primeiras. Assim, o primeiro modo tem um aumento de 4,76%, o segundo de 3,47% e o terceiro de 0,23%, chamando a atenção para o baixo aumento em relação a frequência de torção da estrutura. Novamente, o maior aumento se deu na frequência com direção modal horizontal, uma vez que o sistema proposto traz mais rigidez nessa direção.

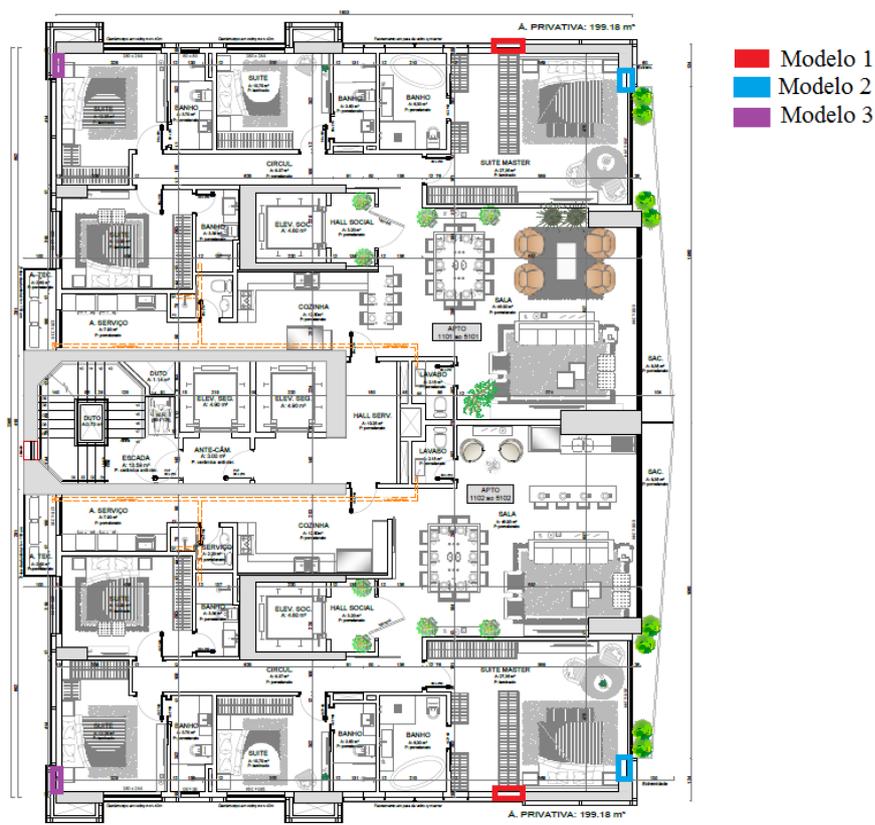
O número de elementos não dimensionados no ELU considerando-se o faseamento construtivo é de 224, e corresponde a 10,2% dos elementos totais do modelo. Estes elementos encontram-se abaixo do andar 40, sendo que próximo ao 21º pavimento há diminuição de elementos não verificados.

6.4 ALTERAÇÕES DOS PILARES DE CANTO

Conforme relatado no início do presente capítulo, além da aplicação de diferentes sistemas estruturais coerentes com a altura da edificação e possibilidades de implantação, foram também estudadas algumas variações nas concepções estruturais relativas ao modelo referência. Assim, este item e o próximo relatam estas possíveis modificações e seus impactos na análise estrutural.

As primeiras alterações propostas são relativas aos pilares de canto da edificação. Conforme projeto arquitetônico e estrutural preliminar, sabe-se que os pilares de canto do lado direito da edificação apresentam-se com uma pequena aba, formando um “L”. A ideia do primeiro modelo proposto considera aumentar a dimensão dos mesmos na sua direção X desde o subsolo com a largura mantida de forma similar à do pilar existente. Isto é possível, pois esse acréscimo acontece em região de existência de alvenaria. Já o segundo modelo, além de contemplar essa extensão em X, também abrange uma extensão da aba em Y, aumentando o formato em “L” da coluna estrutural. Este aumento, novamente, é limitado pela existência da alvenaria. Sua largura é similar à do pilar e tem início no 8º pavimento, relativo ao 9º andar. O último modelo analisado corresponde também ao acréscimo das abas em Y dos pilares de canto esquerdo, uma vez que estes, originariamente, apresentam formato retangular com direção maior em X. A largura utilizada foi de 19 cm, equivalente à viga existente, evitando interferências arquitetônicas. Porém, os resultados também são mostrados para o mesmo modelo, porém considerando a largura de 44 cm para esta, equivalente a do lado direito da edificação, fazendo com que surjam variações possíveis de serem adaptadas na arquitetura. Em ambos os modelos a inserção destes elementos se deu a partir do 8º pavimento, referente ao 9º andar. A Figura 86 indica os incrementos adicionados a cada um dos modelos que, como o nome já diz, são acréscimos a cada um destes, somados às considerações anteriormente adotadas.

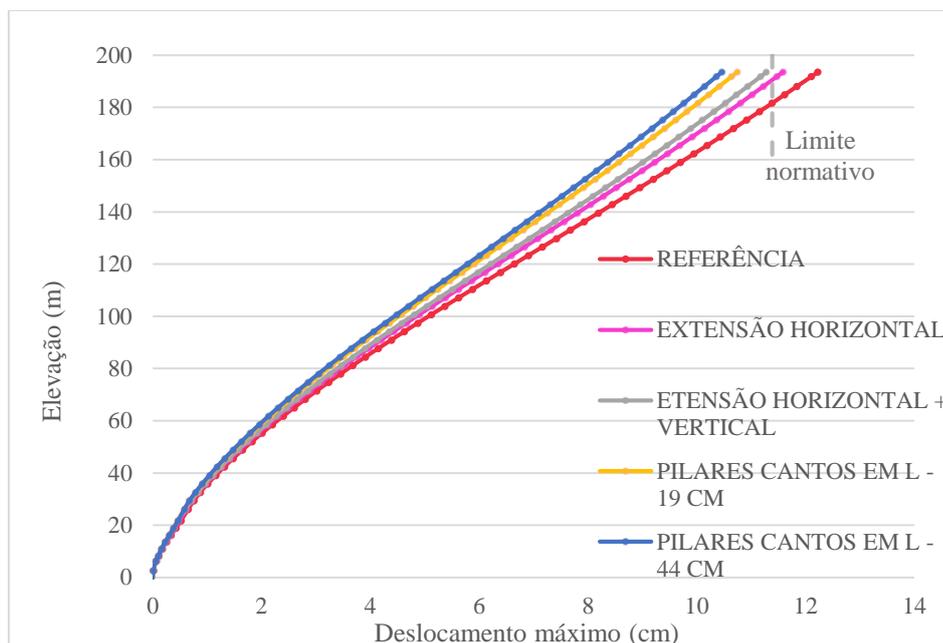
Figura 86- Incrementos adicionados aos modelos relativos às alterações dos pilares de canto



(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

Para cada um destes modelos foram plotadas as curvas de deslocamento máximo por pavimento no ELS, conforme Figura 87. Ainda, para melhor visualização dos resultados, a Tabela 23 indica o máximo valor deste, referente ao heliponto, além do consumo de concreto por f_{ck} e total entre os modelos, bem como o número de elementos de barra não dimensionados no ELU.

Figura 87 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com alteração dos pilares de canto x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 23 - Parâmetros de análise para os modelos com alteração dos pilares de canto

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
EXTENSÃO HORIZONTAL	115,88	1	4597	3341	2531	10468
EXTENSÃO HORIZONTAL + VERTICAL	112,81	1	4624	3369	2550	10544
PILARES CANTO EM L - ABA ESQUERDA 19 cm	107,47	1	4642	3389	2565	10596
PILARES CANTO EM L - ABA ESQUERDA 44 cm	104,62	0	4678	3432	2595	10705

(fonte: elaborada pela autora)

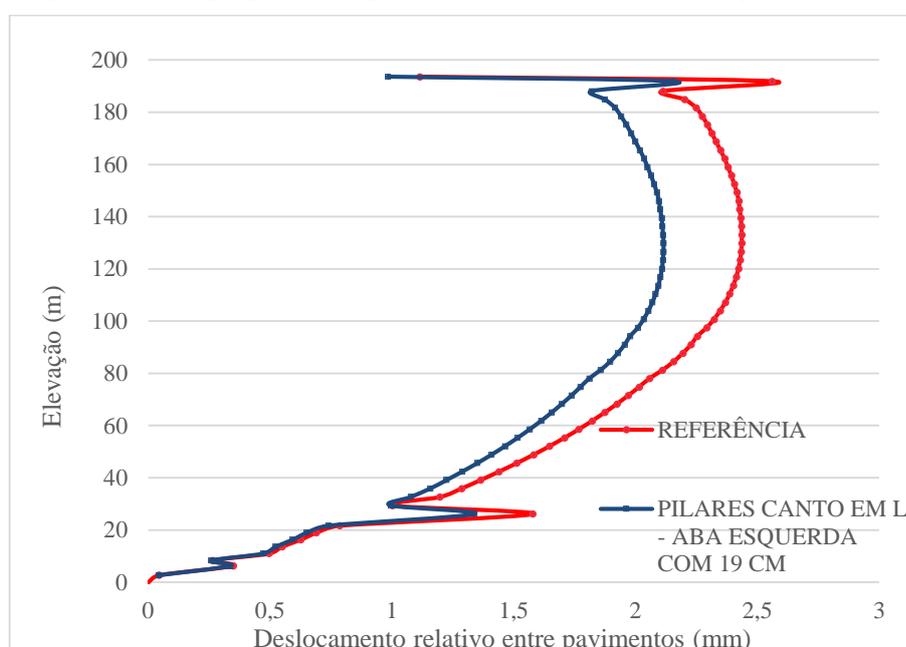
Por meio do gráfico e da tabela observa-se que todos os modelos propostos apresentaram deslocamentos inferiores ao referênci e que apenas o correspondente à extensão horizontal dos pilares da direita não passou no limite da norma, ficando 1,75% acima deste. Ainda, o modelo referente às extensões horizontais e verticais apresentou-se 0,94% abaixo do limite, enquanto os equivalentes com as mesmas extensões e acréscimo de aba em Y nos cantos esquerdos corresponderam a 5,63% quando a aba foi modelada com 19 cm e 8,13% quando com 44 cm.

Ao analisar-se o volume de concreto consumido, observa-se que o aumento em proporção, para classe C50, é menor nos três últimos modelos indicados na Tabela 23, uma vez que a inserção e o alongamento das abas verticais ocorrem apenas a partir do 8º pavimento. Também é possível concluir que não há necessidade de aumentar em 1,02% o volume total de concreto necessário,

se o modelo com abas, relativas ao lado esquerdo (pilares canto em L – aba esquerda), de 19 cm, encontra-se abaixo do limite normativo de deslocamento e apresenta ótimos resultados.

Ainda, salienta-se que o número de elementos não dimensionados no ELU é igual a um na maioria dos modelos. Este corresponde à mesma viga do modelo de referência, a qual só precisa ter sua seção aumentada, não sendo um problema. Devido ao exposto, o modelo “pilares canto em L – aba esquerda com 19 cm” é escolhido para representar a variação de concepção estrutural. A Tabela 24 e a Figura 88 indicam os valores de *drift* relativos a este em comparação com o modelo de referência, enquanto a Tabela 25 indica os valores dos mesmos, referente à análise modal.

Figura 88 - *Drift* por pavimento para o modelo com alterações nos pilares de canto



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 24 - *Drift* máximo do modelo com alterações nos pilares de canto

MODELO	<i>Drift</i> (mm)
REFERÊNCIA	2,56
PILARES CANTO EM L - ABA ESQUERDA 19 CM	2,15

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 25 - Análise modal para o modelo com alterações nos pilares de canto

Modos	PILARES CANTOS EML-ABA ESQUERDA 19 CM					MODELO DE REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz
1° modo	0,154	6,514	1,000	0,000	0,000	0,147	6,823	1,000	0,000	0,000
2° modo	0,183	5,458	0,000	0,996	0,004	0,173	5,781	0,000	0,997	0,003
3° modo	0,474	2,110	0,001	0,045	0,954	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4° modo	0,696	1,437	0,195	0,742	0,063	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5° modo	0,701	1,427	0,695	0,293	0,012	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6° modo	1,341	0,746	0,022	0,725	0,253	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7° modo	1,509	0,663	0,164	0,275	0,561	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8° modo	1,579	0,633	0,645	0,014	0,341	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9° modo	2,091	0,478	0,038	0,834	0,129	2,015	0,496	0,066	0,730	0,203
10° modo	2,378	0,420	0,359	0,219	0,423	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

O máximo valor de *drift* para o modelo em análise também corresponde à relação entre os pavimentos da casa de máquina e reservatório, igualmente ao modelo de referência. Ambos os valores mostrados são inferiores ao limite normativo, sendo ainda 16,01% inferior ao valor do modelo proposto em relação ao de referência. Observando-se a análise modal, vê-se que o enrijecimento da estrutura é superior ao ganho de massa da mesma, uma vez que as frequências naturais aumentam. A relação do primeiro modo do modelo dos pilares de canto em L em relação ao modelo referência é de 4,76%, sendo em ambos totalmente na direção X, enquanto no segundo e terceiro modo é de 5,78% e 6,76%, respectivamente, e o percentual relativo às direções destes modos apresenta variação muito baixa, correspondendo, analogamente, a direção Y e a rotação.

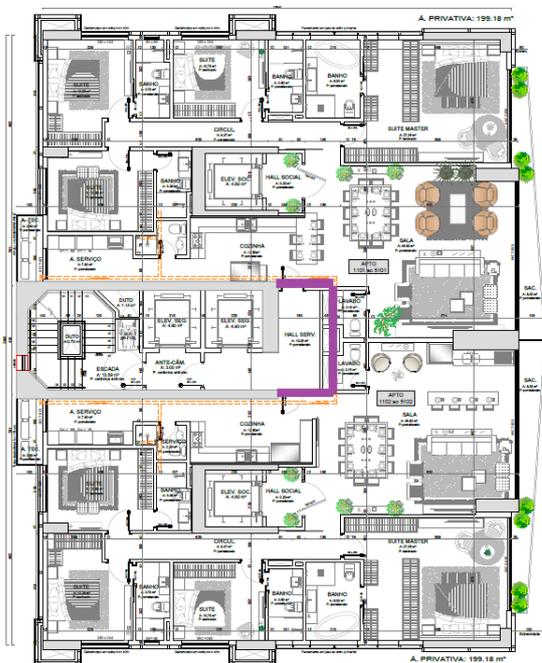
A última análise do modelo proposto neste subitem é referente à sequência construtiva. Ao verificar o ELU nesta, obtém-se que 350 elementos de barra não passam, o que corresponde a 16,56% do total destes elementos.

6.5 ALTERAÇÕES NO NÚCLEO CENTRAL

As próximas alterações descritas referem-se ao núcleo central. Optou-se por este devido à maior rigidez por ele abrangida e, também, pelo menor impacto arquitetônico nas áreas privativas. As variações referem-se a parâmetros como: espessura de paredes em direções específicas e influência da espessura de modo geral, além de possibilidade de aumento de rigidez relativa ao lado direito da edificação, através da extensão do núcleo para este lado.

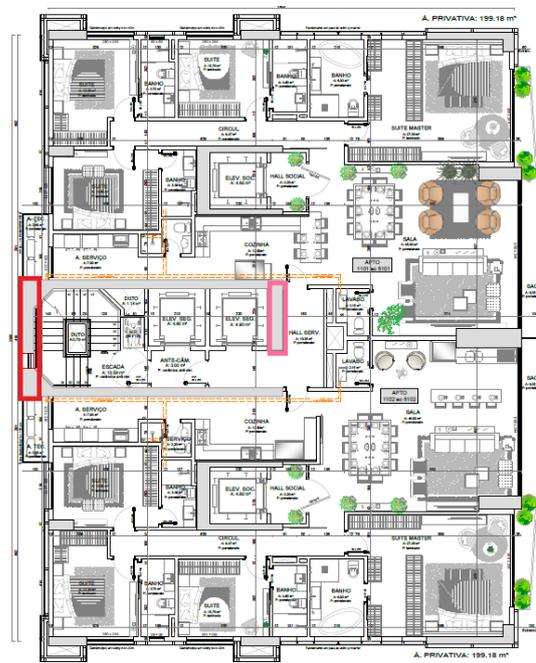
Conforme mencionado, o primeiro modelo gerado compreende esta extensão do núcleo para o lado direito até o término do *shaft* no *hall* de serviço, chamando-o de “núcleo estendido”. Para isso, utilizaram-se paredes de 35 cm de espessura, constante em toda altura da edificação, escolhidas devido ao prolongamento das paredes horizontais já existentes. Esta ilustração é mostrada na Figura 89. Salienta-se, ainda, que foi necessário deixar aberturas para as portas, conforme especificações arquitetônicas, de forma a não inviabilizar o projeto. Os próximos modelos citados correspondem ao núcleo central de referência, sem extensão. Assim, o modelo denominado “parede esquerda em Y aumentada” corresponde a um aumento centrado de 10 cm apenas na parede em Y da esquerda, indicada na Figura 90 pela representação em vermelho. O modelo seguinte compreende, além do anterior (elemento vermelho - Figura 90), também o aumento de espessura de forma centrada na outra parede em Y do núcleo central em 10 cm, representada em rosa na Figura 90. Ainda, foram gerados mais três modelos distintos, onde todas as paredes do núcleo central, ambas direções, receberam mesmo aumento. Para isso, utilizaram-se acréscimos de 5 cm, 10 cm e 15 cm nas espessuras originais de projeto.

Figura 89 - Posicionamento dos elementos relativos ao modelo do núcleo estendido



(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

Figura 90 - Posicionamento dos elementos com espessura aumentada em Y

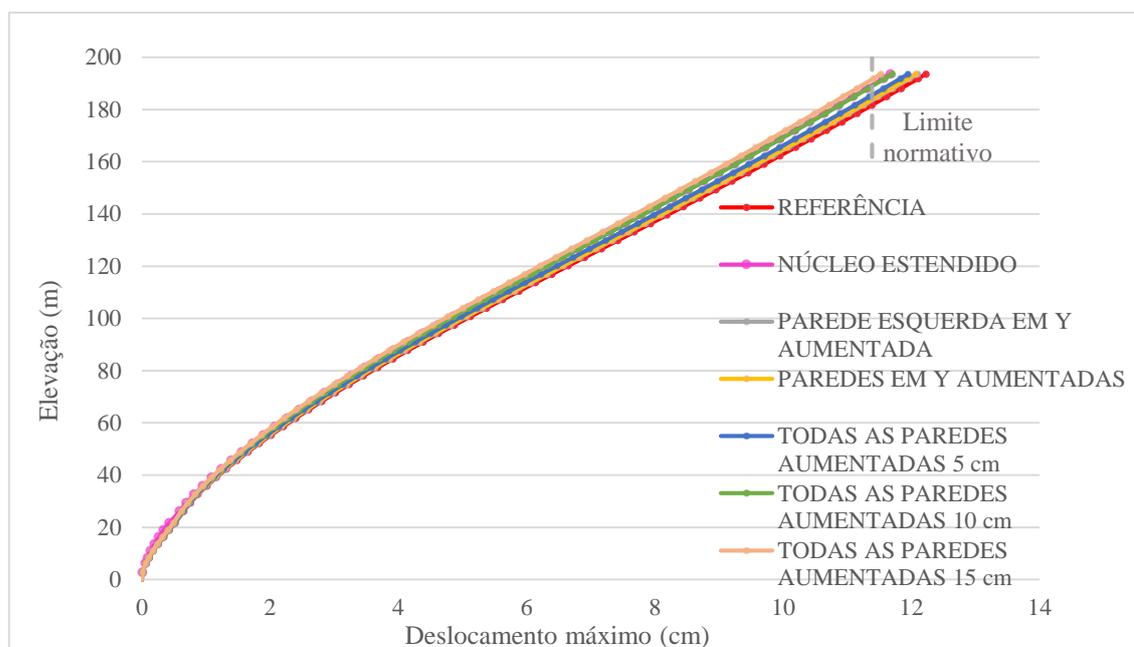


(fonte: adaptada de BM INTEGRADO, 2021)

A Figura 91 indica para cada um destes as curvas de deslocamento máximo por pavimento no ELS. De forma análoga aos demais itens apresentados, a Tabela 26 mostra o máximo valor

deste, referente ao heliponto, a fim de facilitar a visualização devido aos valores plotados serem muito próximos, além do número de elementos de barra não dimensionados no ELU e o consumo de concreto por f_{ck} e total entre os modelos.

Figura 91 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com alterações no núcleo central x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 26 - Parâmetros de análise dos modelos com alterações no núcleo central

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Número de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
			C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	1	4545	3299	2504	10348
NÚCLEO ESTENDIDO	116,75	0	4744	3468	2633	10845
PAREDE ESQUERDA EM Y AUMENTADA	120,97	1	4577	3326	2525	10429
PAREDES EM Y AUMENTADAS	120,66	1	4618	3335	2533	10486
TODAS AS PAREDES AUMENTADAS 5 cm	119,49	1	4647	3384	2569	10601
TODAS AS PAREDES AUMENTADAS 10 cm	117,02	1	4750	3470	2636	10856
TODAS AS PAREDES AUMENTADAS 15 cm	115,26	1	4823	3530	2683	11036

(fonte: elaborada pela autora)

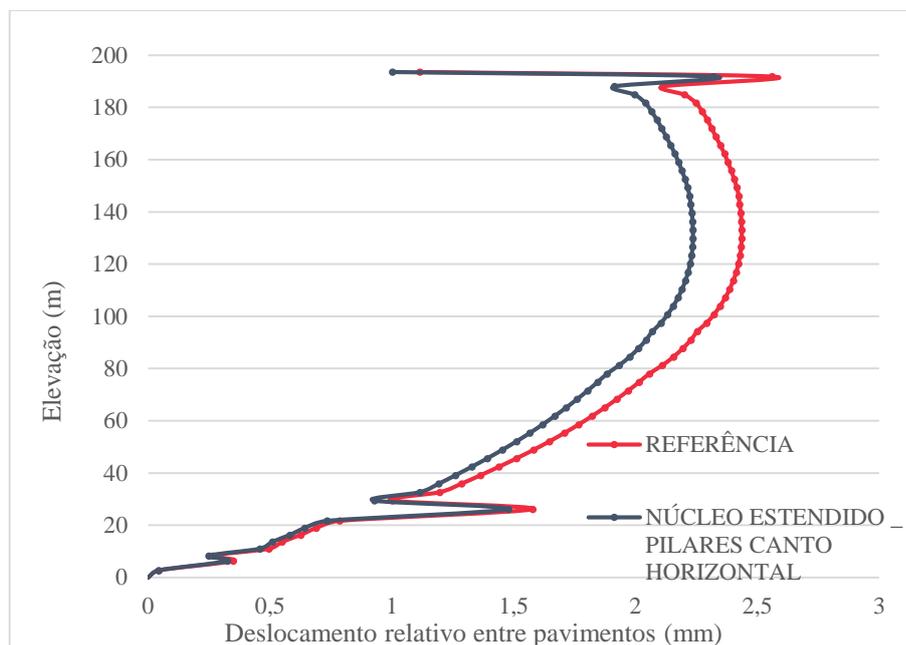
Ao observar-se os valores recém mostrados e plotados, percebe-se que o menor valor de deslocamento encontrado é referente ao modelo com todas as paredes aumentadas em 15 cm, sendo 5,74% abaixo do modelo referência, porém, mesmo assim o valor encontra-se 1,21% acima do limite normativo. Além disso, esta solução é a que mais consome concreto com um aumento do volume de 6,65% em relação ao referência. De mesma forma, ao analisar-se a segunda melhor opção, correspondente ao núcleo estendido, percebe-se que esta também não

passa no limite normativo de deslocamentos ficando 2,52% acima deste e 4,52% abaixo em relação ao modelo referência. Porém, o consumo de concreto do núcleo estendido se mostra menor que o anteriormente citado, com variação de 4,8%. Por meio da análise mencionada, baseada nos parâmetros de consumo de concreto e deslocamento máximo, pode-se inferir que a solução de núcleo estendido se torna superior à do aumento das paredes.

É de suma importância, ainda, salientar, que a viga do 58º pavimento que não passava nos demais modelos, consegue ser dimensionado no ELU pela análise global nesta solução de núcleo estendido. Assim, entende-se que este modelo proporciona aumento de rigidez do lado direito da estrutura e, portanto, tem um desempenho melhor que os demais também no dimensionamento considerando a análise faseada. Por exemplo, ao ser feito o dimensionamento na análise sequencial dos elementos de barra, obteve-se que 164 destes não passaram na verificação no modelo de núcleo estendido, contra 250 no modelo com todas as paredes aumentadas em 15 cm. Isto significa 7,27% e 11,32%, respectivamente, em relação ao número de elementos *frames* existentes nos mesmos, indicando a superioridade da extensão do núcleo. Dessa forma, adotou-se esta solução para dar seguimento aos parâmetros em análise. Ainda, observando os resultados até então, é visto o ótimo desempenho do modelo com alterações dos pilares de canto. Assim, buscou-se conciliar a extensão do núcleo com a formulação de aumento horizontal dos pilares de canto relativos ao lado direito - referente ao modelo 1, elementos ilustrados em vermelho na Figura 86 – de forma a ser verificado o deslocamento máximo.

A Figura 92 plota os *drifts* para cada pavimento, comparando o modelo proposto com o referência. Também são indicados os valores numéricos destes na Tabela 27, salientando que são referentes ao deslocamento relativo entre o penúltimo e o antepenúltimo pavimentos. Na mesma são ilustrados o máximo deslocamento, correspondente ao heliponto, os elementos não dimensionados no ELU e o volume de concreto.

Figura 92 - *Drift* por pavimento modelo de alterações no núcleo verificado x referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 27 - Parâmetros de análise do modelo de alterações no núcleo verificado

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	<i>Drift</i> (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
				C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	2,56	1	4545	3299	2504	10348
NÚCLEO ESTENDIDO_PILARES CANTO HORIZONTAL	111,10	2,32	0	4796	3509	2659	10964

(fonte: elaborada pela autora)

Por meio dos resultados seguintes observa-se que o deslocamento máximo do modelo proposto obedece ao limite da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo 2,44% menor que tal. Ainda, em relação ao referência, houve uma diminuição deste de 9,14%. Quanto ao deslocamento relativo, como visto nos demais modelos, não apresenta problemas, uma vez que o próprio modelo de referência apresenta valores inferiores aos limites normativos, mas ao fazer-se o comparativo entre ambos apresentados na Tabela 27, nota-se que houve uma diminuição de 13,31% na modelagem em estudo.

Como já mencionado, no ELU relativo à análise global, todos os elementos passam, devido à maior rigidez proporcionada pela extensão do núcleo. Sendo considerada apenas esta análise, provavelmente algumas seções poderiam ter suas dimensões reduzidas, como em outros modelos, o que impactaria ainda mais no quantitativo de concreto, porém estas não fazem parte da análise do trabalho. Assim, o quantitativo de concreto mostrado por classes de resistência e

de total, mostra apenas o impacto das alterações indicadas para a modelagem escolhida. Por meio destes valores, infere-se que o aumento do consumo total é de 5,95% em relação ao referênciã. Novamente, conforme resultados mostrados na Tabela 26, é possível observar que esse valor é inferior ao obtido na modelagem de aumento de todas as paredes em 15 cm, e o aumento é, também, bem próximo ao obtido no modelo com todas as paredes aumentadas em 10 cm.

A Tabela 28 indica os resultados provindos da análise modal. Estes se referem às frequências, aos períodos e às direções modais do modelo adotado e do modelo referênciã.

Tabela 28 - Análise modal do modelo de alterações no núcleo verificado

Modos	NÚCLEO ESTENDIDO_PILARES CANTO HORIZ.					MODELO REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz
1° modo	0,159	6,3	1	0	0	0,147	6,823	1	0	0
2° modo	0,177	5,649	0	1	0	0,173	5,781	0	0,997	0,003
3° modo	0,53	1,887	0,001	0,042	0,957	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4° modo	0,7	1,429	0,001	0,945	0,054	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5° modo	0,764	1,309	0,998	0,001	0,001	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6° modo	1,425	0,702	0,001	0,889	0,109	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7° modo	1,626	0,615	0,061	0,119	0,82	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8° modo	1,764	0,567	0,849	0,005	0,146	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9° modo	2,262	0,442	0,007	0,936	0,058	2,015	0,496	0,066	0,73	0,203
10° modo	2,586	0,387	0,202	0,081	0,717	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

Pode-se inferir, por meio da Tabela 28, que a primeira frequência modal aumentou 8,2%, enquanto a relativa ao segundo modo mostrou-se 2,3% superior, e a terceira apresentou aumento de 19,4%, todos em relação aos valores do modelo referênciã, apresentados novamente para facilitar a visualização. Analisando estas porcentagens de forma conjunta com as direções modais, é possível interpretar que os valores estão conforme esperados. Isto é explicado devido ao maior ganho de rigidez na direção X apresentada pelo modelo, do que na direção Y, pois, o núcleo estendido apresenta maior quantidade de material e rigidez na direção horizontal, de mesma forma que a extensão dos pilares de canto. Portanto, ao serem analisados de forma individual os deslocamentos máximos em X e em Y do modelo, relativos ao referênciã, observar-se que a diminuição em Y é de 6% enquanto em X é de 15,1%. Através do exposto, entende-se porque o primeiro modo, que é totalmente na direção X, apresenta maior elevação de frequência natural, enquanto o segundo, totalmente na direção Y, acaba sofrendo um

variação menor da respectiva frequência. Ainda, é interessante chamar atenção para o ganho considerável na frequência relativa à torção do edifício.

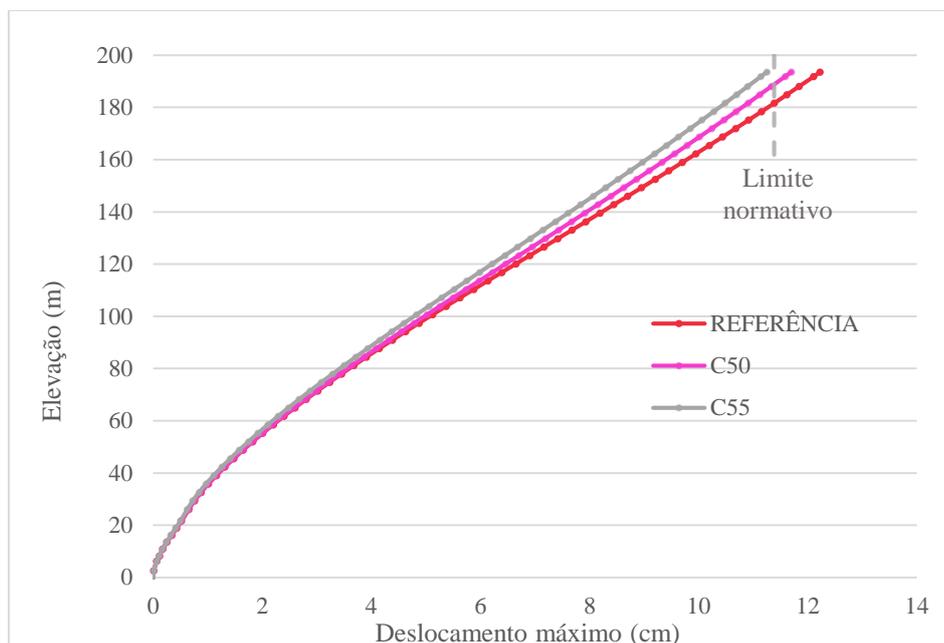
Para finalizar o comparativo, a análise faseada apontou 154 elementos não passantes no ELU, correspondente a 6,84% dos elementos totais do mesmo. Este número é inferior aos demais resultados mostrados para outros modelos, uma vez que o núcleo aumenta a rigidez na parte direita da edificação, o que é de suma importância, uma vez que a distribuição de rigidez do modelo original é concentrada no lado esquerdo.

6.6 DIFERENTES CLASSES DE RESISTÊNCIA PARA O CONCRETO

Conforme mencionado no capítulo 4 do presente trabalho, o projeto real do edifício compreende três classes distintas de resistência à compressão do concreto e estas variam com a altura. Em todos os modelos foi mantida a mesma referência. Porém, neste item será mostrado qual o impacto nos resultados, se for utilizado um único f_{ck} em todo prédio.

Para isto, adotou-se inicialmente o concreto C50 para aplicação em todos os elementos e em toda altura do edifício, e não mais apenas até o 25º pavimento, conforme demais projetos analisados. Além deste, gerou-se outro modelo com classe de resistência de 55 MPa em toda estrutura. Os resultados referentes ao deslocamento máximo de ambos, em comparação ao referência, são mostrados na Figura 93.

Figura 93 - Deslocamento máximo por pavimento: modelos com variação de resistência à compressão x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Por meio da figura infere-se que ao aumentar a resistência à compressão dos elementos da edificação, esta apresenta menores deslocamentos, conforme esperado. Ainda, o máximo deslocamento obtido para a classe C50 é de 117 mm, sendo excedido o limite normativo em 2,74%. Por isto é feita a modelagem do edifício em concreto C55, o qual apresenta 112,5 mm atendendo à norma.

Ainda, a Tabela 29 indica alguns parâmetros como *drifts*, número de elementos não dimensionados no ELU, volume de concreto e, novamente, o deslocamento máximo para ambos os modelos.

Tabela 29 - Parâmetros de análise modelos com variação de resistência à compressão

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	<i>Drift</i> (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
				C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	2,56	1	4545	3299	2504	10348
C50	117,00	2,41	1	4545	3299	2504	10348
C55	112,50	2,32	1	4545	3299	2504	10348

(fonte: elaborada pela autora)

Observa-se que os *drifts* máximos, correspondentes ao antepenúltimo e ao penúltimo pavimento, respeitam o limite normativo. Quanto ao dimensionamento no ELU, o elemento não

passante refere-se a mesma viga que não é verificada no modelo referência, devendo apenas ser aumentada sua seção. O volume de concreto é igual, uma vez que a mudança é apenas no f_{ck} do mesmo. Assim, apenas o modelo com classe de resistência C55 é verificado, e portanto, utilizado para as análises seguintes, como a análise modal mostrada na Tabela 30.

Tabela 30 - Análise modal para o modelo com concreto de classe de resistência C55

Modos	C55					MODELO REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz
1° modo	0,151	6,621	1,000	0,000	0,000	0,147	6,823	1,000	0,000	0,000
2° modo	0,178	5,614	0,000	0,997	0,003	0,173	5,781	0,000	0,997	0,003
3° modo	0,461	2,171	0,002	0,049	0,949	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4° modo	0,699	1,430	0,871	0,109	0,021	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5° modo	0,704	1,421	0,077	0,862	0,061	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6° modo	1,339	0,747	0,036	0,567	0,397	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7° modo	1,533	0,652	0,182	0,435	0,383	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8° modo	1,597	0,626	0,582	0,030	0,388	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9° modo	2,116	0,473	0,078	0,703	0,219	2,015	0,496	0,066	0,730	0,203
10° modo	2,396	0,417	0,262	0,387	0,351	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

Pela análise da Tabela 30 nota-se que as frequências relativas ao modelo C55 são maiores que as do modelo referência. A variação para os três primeiros modos, respectivamente, é de 2,72%, 2,89% e 3,83%, mostrando que o acréscimo referente à terceira frequência natural, relacionada à torção, sofre maior aumento que as relativas às direções X e Y quando se aumenta a resistência à compressão do concreto.

Ainda, foi realizada análise faseada na estrutura para o modelo C55, obtendo-se, assim, 355 elementos não dimensionados no ELU, correspondendo a 16,08% dos elementos totais do modelo. Cabe salientar que ao utilizar um concreto único e de maior resistência em toda altura da edificação, há um aumento de elementos não passantes na análise faseada. Isto é ocasionado pela descontinuidade apresentada em determinadas expressões da norma na transição de concretos do grupo I para o grupo II, devido ao maior cuidado com concretos de maior resistência.

6.7 PÓRTICOS INTERNOS E EXTERNOS COM LAJE MACIÇA

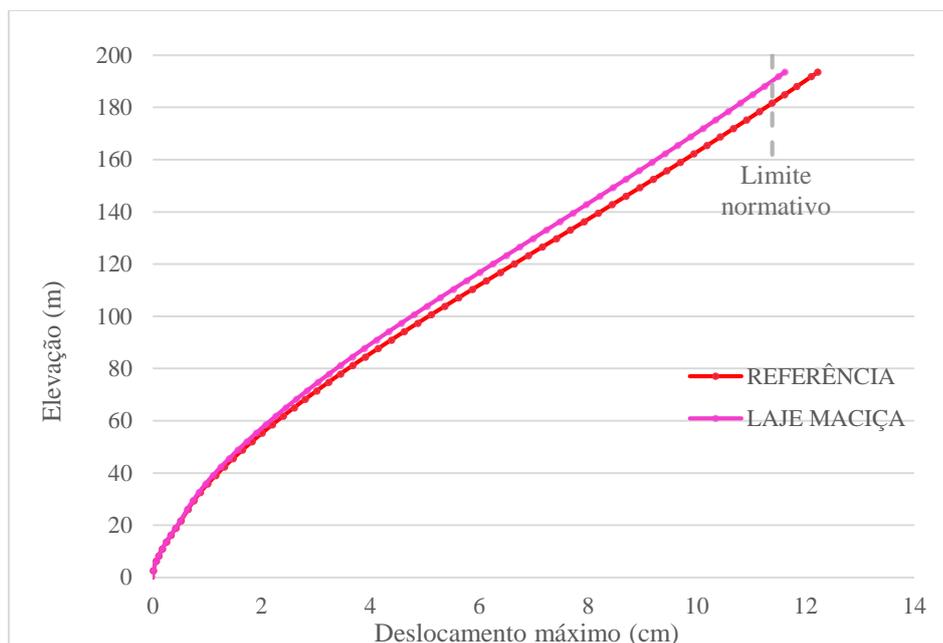
Em escritórios de cálculo estrutural é comum a extração de quantitativos de materiais a fim de comparar duas soluções construtivas distintas, tanto em termos de desempenho como de custos.

Dessa forma, optou-se por fazer uma análise comparativa entre o uso de laje maciça e nervurada, referente ao escopo em estudo que é relativo apenas a parâmetros de atendimento aos estados limites.

Todos os modelos mostrados no desenvolvimento do texto até então, apresentam lajes nervuradas nos pavimentos tipo com 24 cm de altura total e capa de 6 cm. A partir destes, optou-se por gerar um novo modelo fazendo a substituição desta por lajes maciças de 14 cm de espessura. Para isso, foi necessário lançar mais elementos de vigas que vieram a formar pórticos internos, os quais não existiam nos modelos de laje nervurada, uma vez que na utilização desta solução, emprega-se faixas maciças de concreto na altura total da nervura mais capa. Assim, pode-se dizer que a modelagem proposta é equivalente à de referência, uma vez que não possui elementos para aumentar a rigidez estrutural e, portanto, pode receber qualquer um dos sistemas anteriormente apresentados para melhorar seu desempenho estrutural. Isto deve-se a ideia proposta, que é a de comparar a possibilidade de ganho estrutural ao usar o sistema de laje maciça em relação ao de nervurada.

Ainda, cabe salientar que este novo modelo pode ser enquadrado em um sistema de pórticos, agora não só externos, mas também internos, com núcleos centrais. Dessa forma, a modelagem foi realizada buscando-se atender o dimensionamento no estado limite último de forma global e verificando-se o estado limite de serviço nos pavimentos. Também foi respeitado o projeto arquitetônico, principalmente relativo ao pé direito livre. Assim, são plotados - Figura 94 - os gráficos de deslocamento máximo por pavimento do modelo de laje maciça, juntamente com o referência, o qual corresponde a laje nervurada. A Tabela 31 mostra o maior valor deste, correspondente ao heliponto, e também apresenta o valor de *drift*, elementos não dimensionados no ELU por meio da análise global e o volume de concreto consumido.

Figura 94 - Deslocamento máximo por pavimento: modelo de laje maciça x modelo referência



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 31 -Parâmetros de análise para o modelo de laje maciça

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	Nº de elementos não dimens. no ELU	Volume de concreto (m³)			
				C50	C40	C35	TOTAL
REFERÊNCIA	122,28	2,56	1	4545	3299	2504	10348
LAJE MACIÇA	116,23	2,49	0	4564	3291	2504	10359

(fonte: elaborada pela autora)

Por meio dos resultados expostos, pode-se observar que no *software* ETABS, a utilização destes pórticos internos e laje maciça faz com que ocorra uma diminuição dos deslocamentos máximos. Esta variação do modelo de laje maciça para o referência (nervurada) é de 4,94%, porém, mesmo assim, esse valor encontra-se 2,06% acima do limite normativo. O *drift* máximo também acontece entre o penúltimo e o antepenúltimo andares e é inferior ao limite normativo. Como mencionado, todos os elementos passam na verificação do ELU pela análise global. Em relação ao volume de concreto, observa-se que a variação entre ambos os modelos mostrados é muito baixa, sendo o consumo de concreto 0,11% maior na laje maciça, relativa a nervurada.

Também foi gerada a análise modal do presente modelo. A Tabela 32 indica os valores obtidos para os dez primeiros modos de vibração do modelo.

Tabela 32 - Análise modal do modelo de laje maciça

Modos	LAJEMACIÇA					MODELO DE REFERÊNCIA				
	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz	Frequência (Hz)	T (s)	Ux	Uy	Rz
1° modo	0,161	6,198	0,939	0,057	0,004	0,147	6,823	1	0	0
2° modo	0,167	5,98	0,061	0,935	0,003	0,173	5,781	0	0,997	0,003
3° modo	0,374	2,671	0,065	0,041	0,894	0,444	2,254	0,002	0,047	0,952
4° modo	0,608	1,646	0,019	0,895	0,086	0,666	1,501	0,941	0,047	0,012
5° modo	0,713	1,403	0,879	0,065	0,056	0,674	1,484	0,034	0,902	0,064
6° modo	1,103	0,907	0,374	0,185	0,441	1,273	0,786	0,031	0,567	0,402
7° modo	1,291	0,775	0,047	0,751	0,202	1,451	0,689	0,126	0,429	0,445
8° modo	1,639	0,61	0,484	0,169	0,348	1,513	0,661	0,678	0,016	0,306
9° modo	1,901	0,526	0,274	0,565	0,161	2,015	0,496	0,066	0,73	0,203
10° modo	2,195	0,455	0,489	0,164	0,347	2,277	0,439	0,256	0,346	0,398

(fonte: elaborada pela autora)

Observa-se que primeira frequência natural do modelo com laje maciça é 9,52% maior que a do referênciã. Enquanto a segunda e a terceira são menores, sendo, respectivamente, -3,47% e -15,77% as variações em relação ao modelo referênciã. Este último valor chama a atenção devido à grande diminuição da frequência a torção do edifício com esta alteração proposta. Também, é possível notar que houve variação em relação às direções modais, por exemplo, o primeiro modo não é mais totalmente na direção X, bem como o segundo modo começou a ter uma pequena parcela em X, reduzindo a porcentagem do mesmo em Y. Isto justifica ainda mais a diminuição da frequência relativa à torção.

Ao analisar-se a estrutura de forma faseada, obteve-se que 295 elementos não passam na verificação do ELU, este valor corresponde a 11,54% dos elementos do mesmo modelo. Relembrando que a mesma análise para o modelo referênciã, resulta em 13,63% dos elementos não passantes em relação a ele próprio.

6.8 COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS

O presente item recapitula os resultados dos melhores modelos descritos e os apresenta de forma conjunta para facilitar a visualização e comparação entre si. Os modelos escolhidos referem-se aos citados e justificados em cada um dos itens anteriormente retratados. A Tabela 33 indica o resumo referente ao ELS para deslocamentos máximos e relativos entre pavimentos, o número de elementos não dimensionados no ELU por meio da análise global e também a porcentagem de elementos, proporcional a cada modelo, não dimensionados no ELU pela análise sequencial,

além disso, ilustra o volume de concreto consumido por classes de resistência e total e as três primeiras frequências naturais.

Tabela 33 - Comparação final de todos os modelos

MODELO	Deslocamento máximo (mm)	Drift (mm)	Elementos não dimens. no ELU global (%)	Elementos não dimens. no ELU sequencial (%)
ORIGINAL	113,89	2,51	-	8,03
REFERÊNCIA	122,28	2,56	0,04	13,63
8+4_COM TRANSIÇÃO_VERIFICADO	107,18	2,22	0,03	10,73
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	112,61	2,48	0,004	9,47
PAV 21 E 41_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL_ABERT_VERIF	113,84	2,47	0,004	10,20
PILARES CANTO EM L - ABA ESQUERDA 19 cm	107,47	2,15	0,004	16,56
NÚCLEO ESTENDIDO_PILARES CANTO HORIZONTAL	111,10	2,32	-	6,84
C55	112,50	2,32	0,04	16,08
LAJEMACIÇA	116,23	2,49	-	11,54

MODELO	Volume de concreto (m³)				Análise modal		
	C50	C40	C35	Total	f1 (Hz)	f2 (Hz)	f3 (Hz)
ORIGINAL	4665	3321	2514	10501	0,161	0,177	0,461
REFERÊNCIA	4545	3299	2504	10348	0,147	0,173	0,444
8+4_COM TRANSIÇÃO_VERIFICADO	4674	3405	2582	10662	0,152	0,183	0,476
31 PAV_DIREÇÃO X E Y_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL	4545	3388	2504	10437	0,154	0,18	0,462
PAV 21 E 41_VIGA DE BORDA ALTURA TOTAL_ABERT_VERIF	4569	3326	2504	10399	0,154	0,179	0,445
PILARES CANTO EM L - ABA ESQUERDA 19 cm	4642	3389	2565	10596	0,154	0,183	0,474
NÚCLEO ESTENDIDO_PILARES CANTO HORIZONTAL	4796	3509	2659	10964	0,159	0,177	0,53
C55	4545	3299	2504	10348	0,151	0,178	0,461
LAJEMACIÇA	4564	3291	2504	10359	0,161	0,167	0,374

(fonte: elaborada pela autora)

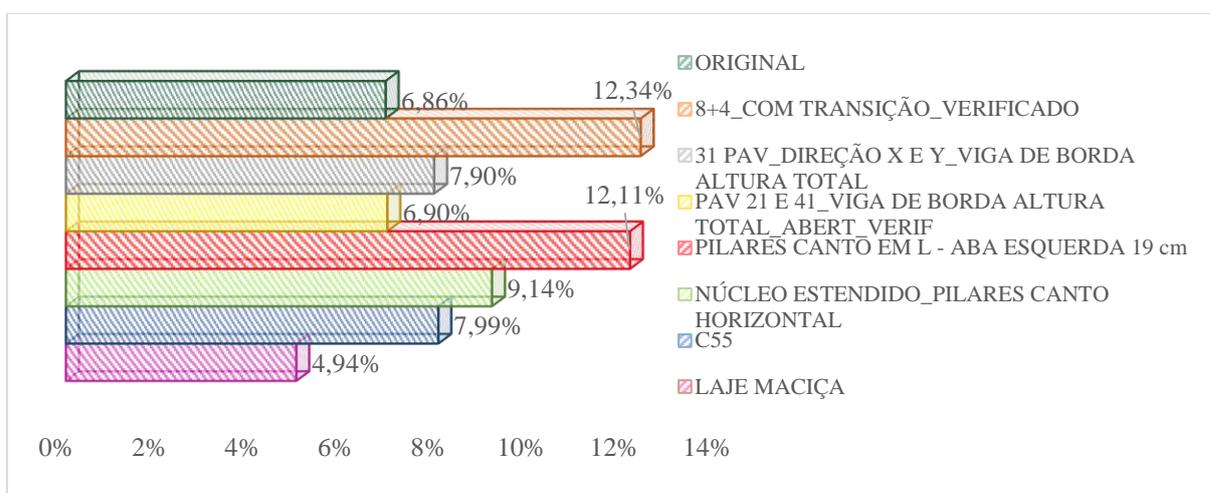
Por meio da Tabela 33 é possível inferir que as melhores reduções de deslocamento máximo ocorreram para os modelos de simulação de sistema tubular e de alteração dos pilares de canto, sendo a redução de 12,34% e 12,11%, respectivamente, em relação ao modelo referência. Salienta-se que na concepção com alteração dos pilares de canto, há potencial de deslocamentos ainda menores, ao se aumentar a largura das abas dos pilares dos cantos esquerdos (Figura 86 - modelo 3), conforme mencionado no item correspondente. De forma conjunta, estes dois sistemas citados também apresentam os melhores resultados de *drifts*, com valor de 13,2% para a simulação tubular e 15,87% para o referente aos pilares de canto.

Para os mesmos parâmetros de análise, encontra-se na sequência o modelo de núcleo estendido com 9,14% do deslocamento máximo reduzido e 9,40% do relativo. Após, juntamente com o modelo cuja resistência à compressão é de 55 MPa em todo edifício, surge o modelo de *outrigger* único no 31º pavimento, lembrando que este inutiliza o uso do mesmo. Assim, as reduções de deslocamento no topo em relação ao modelo referência são de 7,99% e 7,90%,

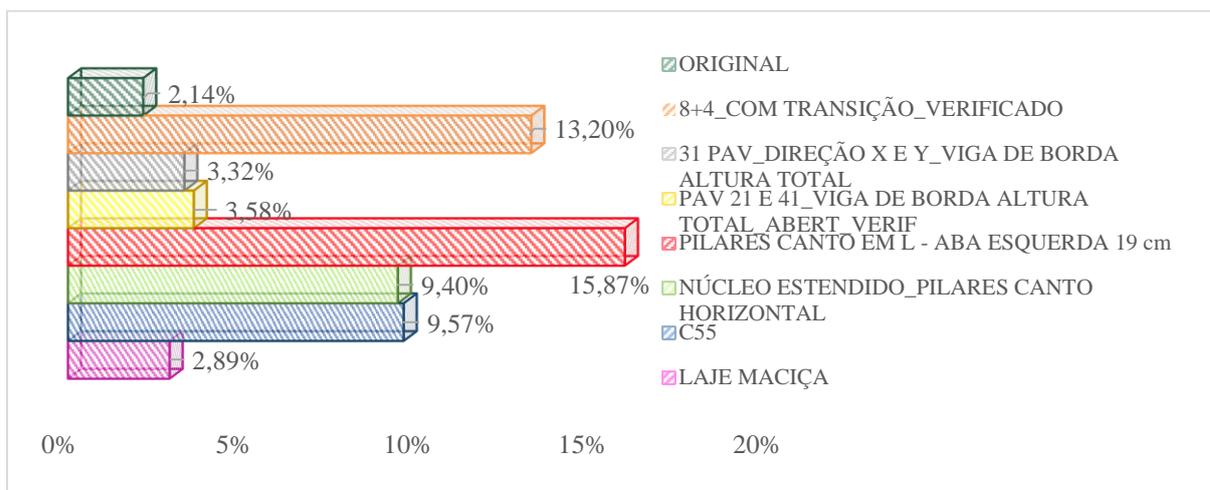
respectivamente, enquanto os deslocamentos relativos são de 9,57% e 3,32%. Um ponto importante a ser lembrado refere-se ao fato de que os *drifts* no modelo de *outrigger* apresentam uma queda de aproximadamente 32% no seu valor no 31º pavimento, mas que os valores apresentados na Tabela 33 referem-se aos *drifts* máximos que ocorrem entre o penúltimo e o antepenúltimo pavimentos e, portanto, não sofrem tanta interferência dos elementos inseridos no 31º andar.

Posteriormente, aparecem os modelos de *outrigger* em dois pavimentos com 6,90% de redução no deslocamento máximo e 3,58% no relativo, e então, o modelo de laje maciça com 4,94% e 2,89%, respectivamente. Salienta-se, ainda, que o modelo de laje maciça é proporcional ao modelo referência, por não ter adição de nenhum sistema estrutural, apenas mudança na concepção da laje, e, portanto, também apresenta deslocamentos maiores que os limites da norma. Na Figura 95 e na Figura 96 são mostradas estas porcentagens, calculadas em relação ao modelo referência, para melhor entendimento.

Figura 95 - Variação dos deslocamentos máximos de todos os modelos em relação ao referência



(fonte: elaborada pela autora)

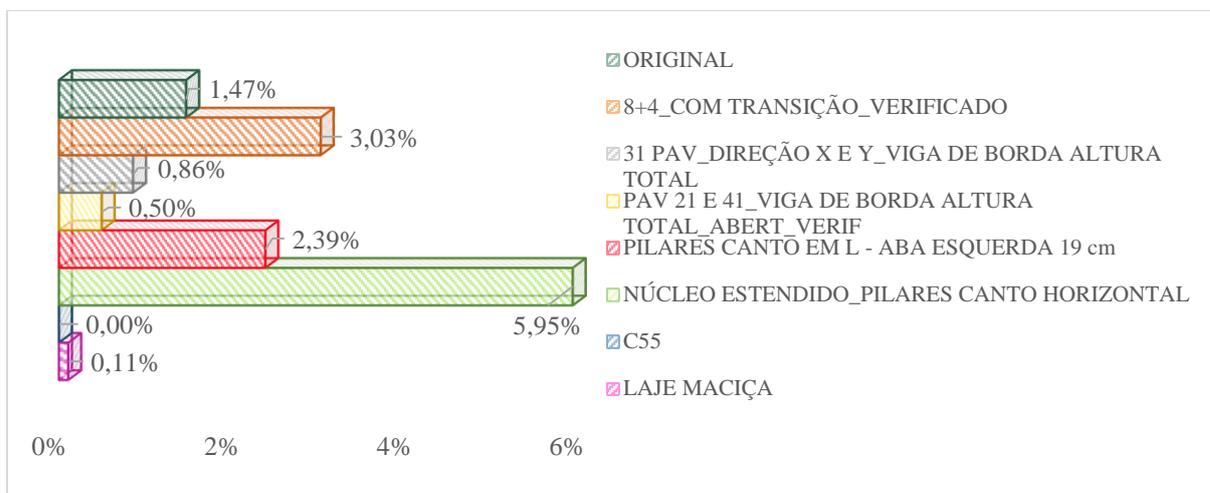
Figura 96 - Variação dos *drifts* de todos os modelos em relação ao referência

(fonte: elaborada pela autora)

Ao observar-se os resultados referentes aos ELU na Tabela 33, chama-se a atenção para os modelos que apresentam um único elemento não dimensionado na análise global, o qual corresponde a uma mesma viga, sendo necessário apenas aumentar sua seção para verificação. Assim, percebe-se que a análise global não é um bom parâmetro de comparação dos modelos finais. Porém, a análise sequencial consegue mostrar melhor a superioridade de alguns modelos sobre os outros no dimensionamento dos elementos pelo ELU. É possível inferir, por meio dos resultados, que o modelo de núcleo estendido é o que possui menor porcentagem de elementos não verificados, uma vez que aumenta a rigidez da parte direita da edificação, a qual é deficitária. Já o segundo menor valor é obtido pelo modelo estrutural original. A sequência é continuada pelo de *outrigger* único, *outrigger* duplo, simulação de sistema tubular, laje maciça, referência, modelo com f_{ck} igual a 55 MPa e, finalmente, o modelo com alteração dos pilares de canto.

Em relação ao consumo de concreto, inicialmente voltando-se ao modelo de laje maciça, é possível inferir por meio do volume total que o aumento deste em relação ao modelo referência foi de 0,11%, ou seja, o acréscimo de pórticos internos e uso de laje com espessura de 14 cm ao invés de nervurada de 24 cm, praticamente não alterou o consumo de concreto. Agora, referente a todos os modelos propostos, percebe-se que o consumo no uso de dois *outriggers* e de um *outrigger* por pavimento foram os mais baixos, seguidos pela versão do projeto estrutural original, após encontra-se o modelo com pilares de canto alterados, simulação de tubular e, então, o modelo de núcleo estendido. A Figura 97 plota para cada modelo a variação de volume total em relação ao referência.

Figura 97 - Variação do volume de concreto de todos os modelos em relação ao referência

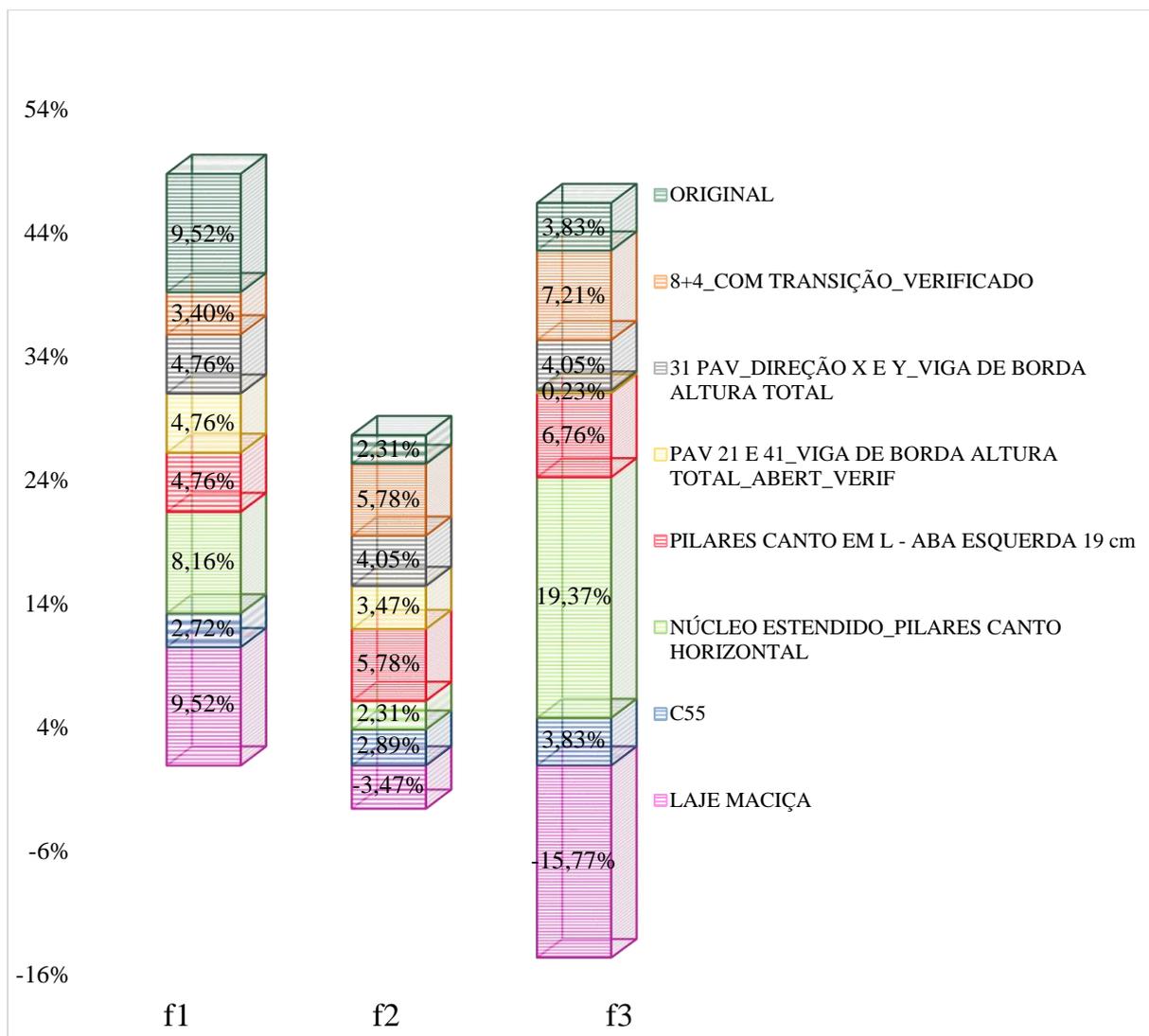


(fonte: elaborada pela autora)

Para análise modal, mostrou-se na Tabela 33 o comparativo entre as três primeiras frequências naturais, lembrando que as direções predominantes das mesmas são: primeiro modo, direção X; segundo modo, direção Y; e terceiro modo, torção. Observando-se estes valores, infere-se que ao modificar o modelo de laje maciça, ocorre um aumento de 9,52% na primeira frequência, equivalente ao modelo original, enquanto as outras duas decaem, principalmente a f_3 , com variação de -15,77% em relação ao referência. Em todos os demais modelos, os quais apresentam diferentes sistemas ou concepções estruturais, obteve-se aumento de todas as frequências em relação ao modelo comparativo (modelo referência).

Inicia-se pelo modelo de núcleo estendido que obteve o maior acréscimo na primeira e na terceira frequências naturais dentre todos os modelos propostos no trabalho com 8,16% e 19,37%, respectivamente, em relação ao referência. Salienta-se ainda que o aumento referente ao modelo recém mencionado na primeira frequência natural é menor que o do modelo original. Porém, em ambos modelos esse maior aumento da primeira frequência está associado ao acréscimo de rigidez na direção X. Já os modelos de simulação de sistema tubular e o dos pilares de canto alterados apresentaram o maior ganho da segunda frequência natural, com aumento de 5,78% em relação ao referência. Novamente esse acréscimo está interligado com a inserção de maior rigidez na direção Y em planta. Os demais modelos apresentaram-se com ganhos próximos. A Figura 98 ilustra em termos percentuais os ganhos obtidos para todos os modelos relativos ao referência das três primeiras frequências naturais.

Figura 98 - Variação das três primeiras frequências modais de todos os modelos em relação ao referênci



(fonte: elaborada pela autora)

7 CONCLUSÕES

A construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos tem crescido tanto mundialmente como nacionalmente. Juntamente com tal situação, surgem projetos arquitetônicos arrojados e diferenciados, a fim de agregar mais valor e atrair a atenção para a edificação. Devido a isso, é necessário que os projetistas estruturais aumentem seus conhecimentos sobre estruturas altas, tanto em termos da ciência de diferentes sistemas estruturais, bem como da aplicação dos mesmos e resultados por eles esperados.

A ideia central do trabalho era apresentar diferentes sistemas e concepções estruturais para um edifício com projetos reais, de forma a sentir a dificuldade encontrada no dia a dia do projetista. Ainda, poder fazer comparativos de desempenho estrutural para cada um destes, de modo a perceber qual o impacto que determinados sistemas possuem em edificações com elevação próxima a 200 metros.

Antes de tudo, é necessário entender que edificações do porte descrito devem possuir um sistema mínimo de pórticos com núcleo central, podendo este último ser formado por um único elemento, ou mais de um, como mostrado no caso adotado para estudo. Os núcleos do projeto em questão foram especificados e delimitados pelos projetistas estruturais através da geração de vários modelos, de forma a aliar a melhor ocupação do espaço com o máximo desempenho estrutural. De mesmo modo, os pilares adotados, referentes ao projeto estrutural fornecido, apresentavam distribuição e dimensões provindas de muito estudo e conhecimento teórico e prático dos engenheiros. Assim, a estrutura estudada já apresenta uma excelente disposição estrutural. Portanto, a ideia do presente trabalho é realmente focar na aplicação de concepções estruturais, em cima de um modelo já bem lapidado e, então, comparar os ganhos estruturais obtidos.

Entendendo-se que o sistema inicial é facilitado ao se usar a disposição adequada de pilares, gerando inércias nas direções mais necessárias, empregando-se núcleos centrais e tentando-se gerar uma planta mais simétrica possível, parte-se, então, para as análises dos diferentes sistemas acrescidos ao inicial. Por meio dos resultados apresentados no capítulo 6, é perceptível que alguns sistemas correspondem a maiores ganhos em determinados parâmetros do que em outros. É importante salientar que todos os modelos aqui referidos são relativos aos verificados

e adotados de forma final em cada um dos tópicos do capítulo 6. Por exemplo, em relação ao estado limite de serviço, os melhores resultados foram encontrados nos representantes do sistema de simulação tubular e sistema de alteração dos pilares de canto. Os dois citados apresentam os menores valores de *drifts* e deslocamento máximo, sendo que os pilares em L alterados possuem potencialidade de valores ainda melhores com um simples aumento nas espessuras indicadas no item 6.4. Além disso, ambos modelos mostraram desempenho crescente nas três primeiras frequências naturais da análise modal e consumos médios de concreto, sendo que o modelo de simulação tubular apresentou valores superiores com 3,03% de aumento em relação ao modelo referência, contra 2,39% do sistema dos pilares de canto alterados. O porém neste último sistema citado, refere-se ao maior número de elementos não verificados em ELU sequencial.

Os modelos com sistemas de *outriggers*, sejam em um único pavimento ou em dois, são os que possuem menor consumo de concreto, com aumento de 0,5% a 0,86% em relação ao referência. Além disso, os deslocamentos máximos ficam abaixo dos normativos nas modelagens propostas, e os *drifts* também. Entretanto, estes últimos mencionados não apresentam ganhos tão elevados na elevação da edificação como um todo, aproximadamente 3,6%, porém os deslocamentos relativos são significativamente reduzidos próximos aos pavimentos que comportam tais elementos. Em relação à análise modal, há ganhos nas três primeiras frequências naturais, chamando-se a atenção apenas para o uso de *outriggers* em dois pavimentos, modelo na qual a f_3 não sofreu contribuição.

O modelo de núcleo estendido, adotado de forma conjunta com a extensão dos pilares do canto direito da edificação, também apresentou bons resultados em ELS, mas o que mais chama a atenção são: os resultados provindos da análise modal, com as frequências f_1 e f_3 resultando em excelentes aumentos; e o dimensionamento no ELU, com uma baixíssima porcentagem de elementos não verificados. Isso se deve ao aumento da rigidez do lado direito da edificação provocado pelo modelo. O problema desse encontra-se no consumo de concreto, que é o maior dentre todos, sendo 5,85% a mais que o referência.

Em relação à análise do modelo de laje maciça, provindo do referência apenas com alteração de lajes nervuradas para maciças, ao qual foi necessário acrescentar pórticos internos, percebe-se que apresenta boas vantagens em termos estruturais. O modelo indicou deslocamentos 4,94% abaixo do referência, consumindo apenas 0,11% a mais de concreto. Porém, na análise modal

houve aumento apenas na primeira frequência, enquanto a f_2 e a f_3 diminuíram, sendo o decréscimo da terceira frequência natural grande. Portanto, dever-se-ia avaliar o impacto deste em uma análise dinâmica.

Finalmente, os modelos com diferentes classes de resistência à compressão do concreto foram gerados como ideias para pesquisas futuras, uma vez que o edifício tem sua resistência variada com a altura. Assim, os modelos analisados são básicos, mas mostram que ao aumentar o f_{ck} , ocorre a diminuição dos deslocamentos, inclusive relativos entre pavimentos, mas não causando grandes ganhos na análise modal. Ainda, é de grande interesse avaliar quais os custos gerados no projeto, caso fossem adotadas classes de concreto mais altas, e se os fornecedores do material garantem o módulo de elasticidade secante indicado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

As análises e resultados mostrados referem-se à parte das análises em ELS e ELU. Assim, para completar os parâmetros no ELS deveriam ser avaliadas as acelerações existentes e comparadas as mesmas aos limites normativos. Os dados fornecidos não abrangiam este escopo, mas salienta-se a importância desta análise em edifícios altos, bem como análises dinâmicas para cada um dos modelos propostos com diferentes sistemas estruturais. Dessa forma, deixa-se isto como sugestão para trabalhos futuros, da mesma forma que o acréscimo de mais concepções estruturais, a avaliação da interferência de diferentes classes de resistência à compressão para o concreto e, também, estudos mais detalhados voltados para a análise sequencial.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). **Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures**. Designation ACI 209R-92.
- ALI, M. M.; MOON, K. S. **Advances in structural systems for tall buildings: Emerging developments for contemporary urban giants**. Buildings, v. 8, n. 8, 2018.
- ALI, M. M.; MOON, K. S. **Structural Developments in Tall Buildings : Current Trends and Future Prospects**. Architectural Science Review, v. 50, n. 3, p. 205–223, 2011.
- ALI, M. The Skyscraper : Epitome of Human Aspirations. **CTBUH 2005 7th World Congress, New York, 2005**.
- AL-KODMANY, K.; ALI, M. M. **An Overview of Structural and Aesthetic Developments in Tall Buildings Using Exterior Bracing and Diagrid Systems**. International Journal of High-Rise Buildings, v. 5, n. 4, p. 271–291, 2016.
- ALMEIDA, D. G. C. **Análise comparativa de deslocamentos e esforços solicitantes de um edifício alto através de modelos estruturais distintos pelo MEF**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.
- ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo - São Carlos, 2004.
- ALVES, E. C.; MARTINS PAIXÃO, J. F. **Análise De Estabilidade Global Em Edifícios Altos**. REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 13, n. 1, p. 48–63, 2016.
- AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. ASCE/SEI 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 16. Virginia: Structural Engineering Institute, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12655**. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15200**. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**. Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- BEEDLE, L.S.; ALI, M.M.; ARMSTRONG, P.J. The Skyscraper and the City: Design, Technology, and Innovation; **The Edwin Mellen Press: Lewiston, NY, USA, 2007**.

BERNARDI, D. F.; CAMPOS FILHO, A.; PACHECO, A. R. **Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 16, p. 43–53, 2010.

BM INTEGRADO. **Fornecimento de projetos estruturais, arquitetônicos e memoriais pertinentes**. São Paulo, 2021.

CHARLESON, A. **Seismic Design for Architects**, 2008. Disponível em: <<http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/braced-frame--lfbr>>. Acesso em: 25 de março de 2016.

CHICAGO TRIBUNE. In: **Chicago Tribune**. Disponível em: <[https://www.chicagotribune.com/resizer/RvYqUjflL58DLoe3ZiqdqSv11EWs=/fit-in/800x533/smart/filters:fill\(black\)/arc-anglerfish-arc2-prod-tronc.s3.amazonaws.com/public/TKZ7YS7A7ZCSZNWLPBJCMAN2GQ.jpg](https://www.chicagotribune.com/resizer/RvYqUjflL58DLoe3ZiqdqSv11EWs=/fit-in/800x533/smart/filters:fill(black)/arc-anglerfish-arc2-prod-tronc.s3.amazonaws.com/public/TKZ7YS7A7ZCSZNWLPBJCMAN2GQ.jpg)>. Acesso em: 29 de junho de 2021.

COMCAST CENTER. In: WIKIPEDIA, a enciclopédia livre. Florida: **Wikimedia Foundation**, 2021. Disponível em: <https://en.wikipedia.org/wiki/Comcast_Center>. Acesso em: 29 de junho de 2021.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC (CSI). **CSI Analysis Reference Manual**. California, 2016.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC (CSI). **Help e manuais internos**. 2021.

CTBUH - COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **CTBUH Height Criteria for Measuring & Defining Tall Buildings**. Disponível em: <https://cloud.ctbuh.org/CTBUH_HeightCriteria.pdf>. Acesso em: 28 abr. 2021b.

CTBUH - COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **Tall buildings in numbers. The Global Tall Building Picture: Impacto of 2019**. Disponível em: <https://global.ctbuh.org/resources/papers/4248-07b_TBIN.pdf>. Acesso em: 2 ago. 2021a.

CTBUH Group SC (1980) apud (SOUSA JUNIOR, 2001). **Tall building systems and concepts**, vol. SC of Monograph on planning and design of tall buildings, ASCE, New York.

CTBUH. 170 Amsterdam Avenue. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/170-amsterdam-avenue/16608>>. Acesso em 28 de abril de 2021.

CTBUH. 432 Park Avenue. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/432-park-avenue/13227>>. Acesso em 27 de abril de 2021.

CTBUH. Bank of China Tower. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/bank-of-china-tschower/287>>. Acesso em 02 de agosto de 2021.

CTBUH. Burj Khalifa. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/burj-khalifa/3>>. Acesso em 15 de abril de 2021.

CTBUH. One Tower. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/one-tower/16120>>. Acesso em 25 de julho de 2022.

CTBUH. Goldin Finance 117. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/goldin-finance-117/73#>>. Acesso em 26 de abril de 2021.

CTBUH. Guangzhou International Finance Center. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/guangzhou-international-finance-center/174>>. Acesso em 28 de abril de 2021.

CTBUH. Marina 106. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/marina-106/5184>>. Acesso em 28 de abril de 2021.

CTBUH. One Maritime Plaza. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/one-maritime-plaza/12805>>. Acesso em 26 de abril de 2021.

CTBUH. Petronas Tower. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/complex/154>>. Acesso em 28 de abril de 2021.

CTBUH. Shanghai Tower. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/shanghai-tower/56>>. Acesso em 29 de abril de 2021.

CTBUH. Shanghai World Financial Center. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/shanghai-world-financial-center/131>>. Acesso em 29 de abril de 2021.

CTBUH. The plaza on dewitt. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/the-plaza-on-dewitt/10739>>. Acesso em 26 de abril de 2021.

CTBUH. Tower Palace Three, Tower G. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/tower-palace-three-tower-g/733>>. Acesso em 29 de abril de 2021.

CTBUH. Willis Tower. In: **Skyscrapercenter**. Disponível em: <<https://www.skyscrapercenter.com/building/willis-tower/169>>. Acesso em 28 de abril de 2021.

DAVENPORT, A. G. **Gust Loading Factors**. Journal of the Structural Division, v.93.n.5255, p. 11–34, 1967.

DIAS, R. H. **Importância e interferências da concepção dos subsistemas verticais em edifícios altos na arquitetura**. Texto Especial 270, Portal Vitruvius, 2004.

DINIZ, C. W. S.; LAGES, E. N.; BARBOZA, A. S. R. **Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 12, n. 4, p. 705–737, 2019.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, 2004.

FORABOSCHI, P.; MERCANZIN, M.; TRABUCCO, D. **Sustainable structural design of tall buildings based on embodied energy**. Energy and Buildings, v. 68, p. 254–269, 2014.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. D.; **Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª ordem em Edifícios Altos**. Colóquio on the Rio CEB-FIP-Model Code 90, Rio de Janeiro, 1991.

GRIFFIS, L. G. **Serviceability limit states under wind load**. Engineering Journal: american institute of steel construction, 1993.

GUAN, H.; Loo, Y.-C.; Lee, K.-K. **Simplified analysis of shear-lag in framed-tube structures with multiple internal tubes**. Comput.Mech. 2000, 26, 447–458.

HAFNER, I. et al. **Parametric analysis of the shear lag effect in tube structural systems of tall buildings**. Applied Sciences, v. 11, n. 1, 2021.

HALLEBRAND, E.; JAKOBSSON, W. **Structural design of high-rise buildings**. Master's Dissertation - Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden, 2016.

HOLANDA, M. Clássicos da arquitetura: John Hancock Center /Bruce Graham + SOM. In: **ArchDaily**, setembro de 2012. Disponível em: <<https://www.archdaily.com.br/br/01-72948/classicos-da-arquitetura-john-hancock-center-bruce-graham-mais-som>>. Acesso em: 02 de agosto de 2021.

IRWIN, P.; DENOON, R.; SCOTT, D. **Wind tunnel testing of High-Rise Buildings: An output of the CTBUH Wind Engineering Working Group**. Council on Tall Buildings and Urban Habitat. Chicago, 2013.

JU, M. C.; LIN, S. H. COMPARISON OF BUILDING ANALYSES ASSUMING RIGID OR FLEXIBLE FLOORS. **Jornal of Structural Engineering**, v. 125, n. 1, p. 25–31, 1999.

JUNGES, E. **Modelo de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de pórticos tridimensionais de edifícios de concreto armado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina - Florianópolis, p. 302, 2016.

KAREEM, A.; KJIEWSKI, T.; TAMURA, Y. **Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications** *Wind and Structures*, 1999.

KHAN, F.R. **Evolution of Structural Systems for High-Rise Buildings in Steel and Concrete**. In Proceedings of the Regional Conference on Tall Buildings, Bratislava, Czechoslovakia, 17–19 September 1973.

KHAN, F.R. **New Structural Systems for Tall Buildings and Their Scale Effect on Cities**. In Proceedings of the Symposium on Tall Buildings: Planning, Design & Construction, Nashville, TN, USA, 14–15 November 1974.

LAVÔR, T. F. A. **Análise dinâmica do modelo dadrão de edifício alto sob a ação do vento.** [s.l: s.n.].

LEE, K. et al. The Structural Design of Tianjin Goldin Finance 117 Tower. **International Journal of High-Rise Buildings**, v. 1, n. 4, 2012.

LEE, K.-K.; Lee, L.-H.; Lee, E.-J. **Prediction of shear-lag effects in framed-tube structures with internal tube(s).** Struct. Des. Tall Build. 2002, 11, 73–92.

LEE, K.-K.; Loo, Y.-C.; Guan, H. **Simple analysis of framed-tube structures with multiple internal tubes.** J. Struct. Eng. 2001, 127, 450–460.

LOREDO-SOUZA, A. M.; ROCHA, M. M. **Resposta Estrutural de Edifícios Altos frente à Ação Dinâmica do Vento.** 53º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON 2011, 2011.

MAZINANI, I. et al. **Comparison of shear lag in structural steel buildinf with framed tube and braced tube.** Structural Engineering and Mechanics, v. 49, n. 3, p. 297–309, 2014.

MOHAMMADI, H. et al. **Performance-based assessment of an innovative braced tube system for tall buildings.** Bulletin of Earthquake Engineering, v. 16, n. 2, p. 731–752, 2018.

Monadnock Building. In: WIKIPEDIA, a enciclopédia livre. **Florida: Wikimedia Foundation**, 2021. Disponível em: <https://en.wikipedia.org/wiki/Monadnock_Building>. Acesso em: 29 de junho de 2021.

MOON, K. S. **Revival of Tubular Structures for Contemporary Supertall Buildings.** 5th International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Planning Elites, p. 60–68, 2018.

MOON, K. S. **Studies on various structural system design options for twisted tall buildings and their performances.** The Structural Design of Tall and Special Buildings, v. 23, p. 319–333, 2014.

MOON, K. S. **Sustainable Structural Systems and Configurations for Tall Buildings.** AEI 2011 : Building Integration Solutions, n. 203, p. 196–203, 2011.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA. National Building Code of Canada Canadá, 1985.

NEW GREEN TOWER IN MIAMI – THE COR BUILDING. In: **Inhabitat**, 2006. Disponível em: <<https://inhabitat.com/new-green-tower-in-miami-the-cor-building/>>. Acesso em 28 de abril de 2021.

ONU prevê que cidades abriguem 70% da população mundial até 2050. **ONU News**, 2019. Disponível em: <<https://news.un.org/pt/story/2019/02/1660701>>. Acesso em: 19 de julho de 2021.

KIAN, P.S. **The use of outrigger and belt truss system for high-rise concrete buildings.** Civil Engineering Dimension, v. 3, n. 1, p. 36–41, 2004.

PEREIRA, A. C. O. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Univerisade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PINTO, R. DA S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Utilização do parâmetro γz para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas, v. 1, n. 2, p. 145–165, 2005.

RAYNOR DE BEST. Tall Building completions worldwide in 2019, by region. **Statista, 2021**. Disponível em:<<https://www.statista.com/statistics/319918/completions-of-tall-buildings-worldwide-by-region/>>. Acesso em: 21 de abril de 2021.

SANTOS, M. S. Clássicos da arquitetura: Edifício Acal / Pedro Paulo de Melo Saraiva. In: **ArchDaily**, julho de 2015. Disponível em:<<https://www.archdaily.com.br/br/770831/classicos-da-arquitetura-edificio-acal-pedro-paulo-de-melo-saraiva>>. Acesso em: 26 de abril de 2021.

SECRETARIA DE ESTADO DA SEGURANÇA PÚBLICA CORPO DE BOMBEIROS MILITAR. **IN 14**. Compartimentação, tempo de resistência ao fogo e isolamento de risco. Santa Catarina, 2020.

SINOPSE DO CENSO DEMOGRÁFICO 2010 Brasil. **IBGE**, 2021. Disponível em:<<https://censo2010.ibge.gov.br/sinopse/index.php?dados=8>>. Acesso em: 19 de julho de 2021.

SMITH, B. S.; SALIM, I. **Formulae for optimum drift resistance of outrigger braced tall building structures**. Computers and Structures, v. 17, n. 1, p. 45–50, 1983.

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

STOLOVAS, S. E. **01 Projeto estrutural de edifícios altos no Brasil: Análise, Normas e Forças ocultas – Introdução**. Canal Youtube: Sérgio Eduardo Stolovas Goldman. Disponível em:<<https://www.youtube.com/watch?v=O7AOhyRiqhw>>. Acesso em: 26 de julho de 2021.

STOLOVAS, S. E. **Sergio Stolovas Ibracon 31 de março de 2021**. Canal Youtube: Sérgio Eduardo Stolovas Goldman. Disponível em:<https://www.youtube.com/watch?v=cneWPzEP-_w&t=1273s>. Acesso em: 26 de julho de 2021.

TAMBOLI, A. R. **Tall and Supertall Buildings: Planning and Design**. 1ª edição ed. Chicago: 2014.

TARANATH, B. S. **Reinforced Concrete Design of Tall Buildings**, 2010.

TARANATH, B.S. **Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction**. CRC Press, Florida, USA, 2016.

THE CONCRETE CENTER AND FIB TASK GROUP 1.6. **Tall buildings: Structural design of concrete buildings up to 300m tall** vol. 74, 2014.

TQS INFORMÁTICA LTDA. Método Geral para análise local de pilares. In: **TQS Docs**. Disponível em: <<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3326&language=pt-BR>>. Acesso em: 20 de julho de 2021.

WU, J. R.; LI, Q. S. **Structural performance of multi-outrigger-braced tall buildings**. The Structural Design of Tall and Special Buildings, v. 12, n. 2, p. 155–176, 2003.

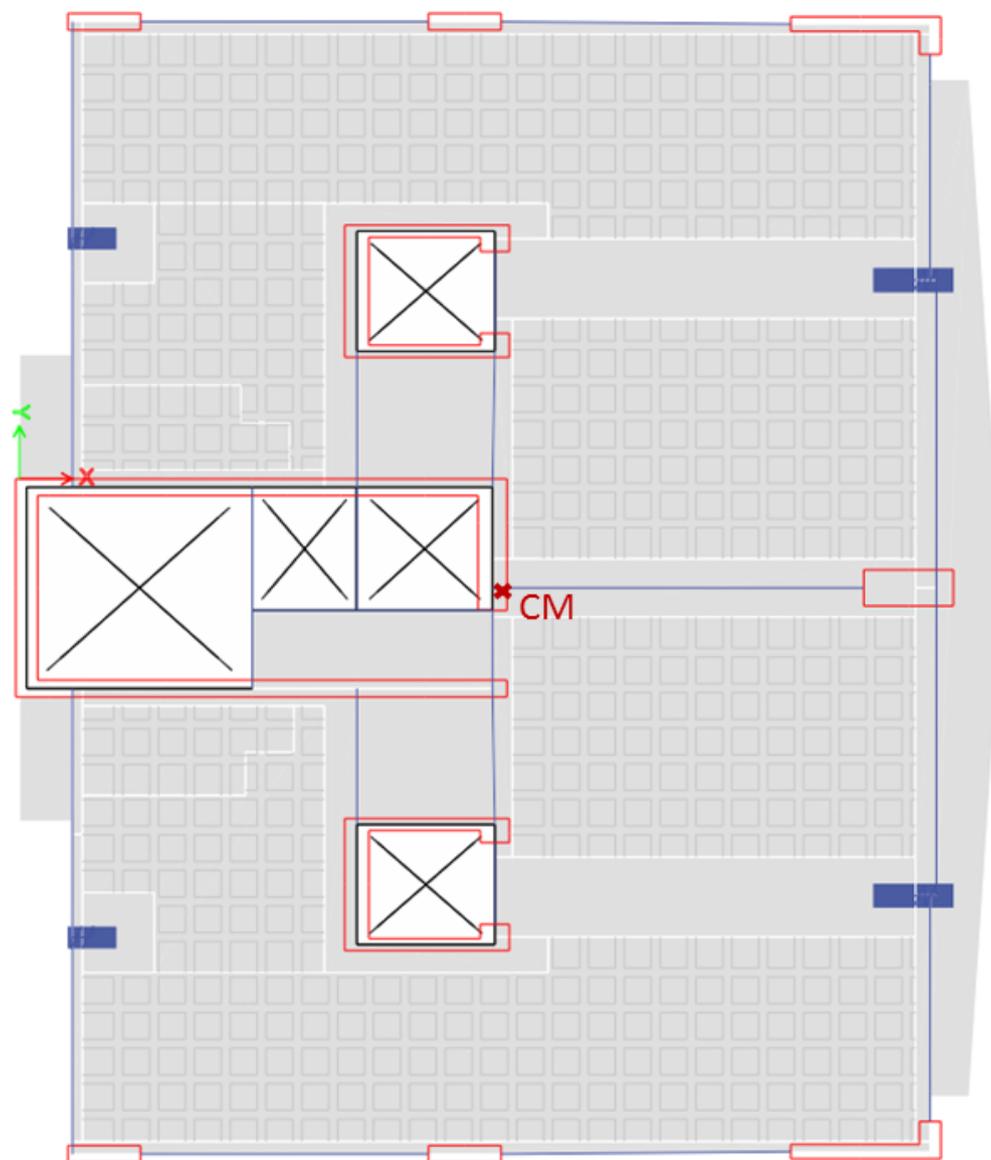
ZHOU, K.; LUO, X. W.; LI, Q. S. **Decision framework for optimal installation of outriggers in tall buildings**. Automation in Construction, v. 93, n. November 2017, p. 200–213, 2018.

111 SOUTH WACKER. In: **Telos Goal-driven Real Estate Services**. Disponível em: <<https://www.telosgroupllc.com/111-south-wacker/>>. Acesso em: 29 de julho de 2021.

APÊNDICE A – CENTRO DE MASSA

Neste apêndice é ilustrado o centro de massa do pavimento tipo.

Figura A.1 – Centro de massa do pavimento tipo



ANEXO A – FORÇAS DO VENTO

Neste anexo constam, primeiramente, imagem de todas as direções do vento ensaiadas no túnel de vento, e também a demarcação das 12 direções que foram inseridas ao modelo, uma vez que a escolha por estas se deu por meio de análises dinâmicas com projetista especializado no assunto. A seguir são indicadas as forças e momentos (F_x , F_y e M_z) para cada pavimento para os 18 casos, sendo referentes às direções indicadas e outros 6 relativos a análises de envoltórias gerados pelo profissional competente ao assunto.

Figura A.2 - Direções ensaiadas no túnel de vento e demarcação dos 12 casos usados

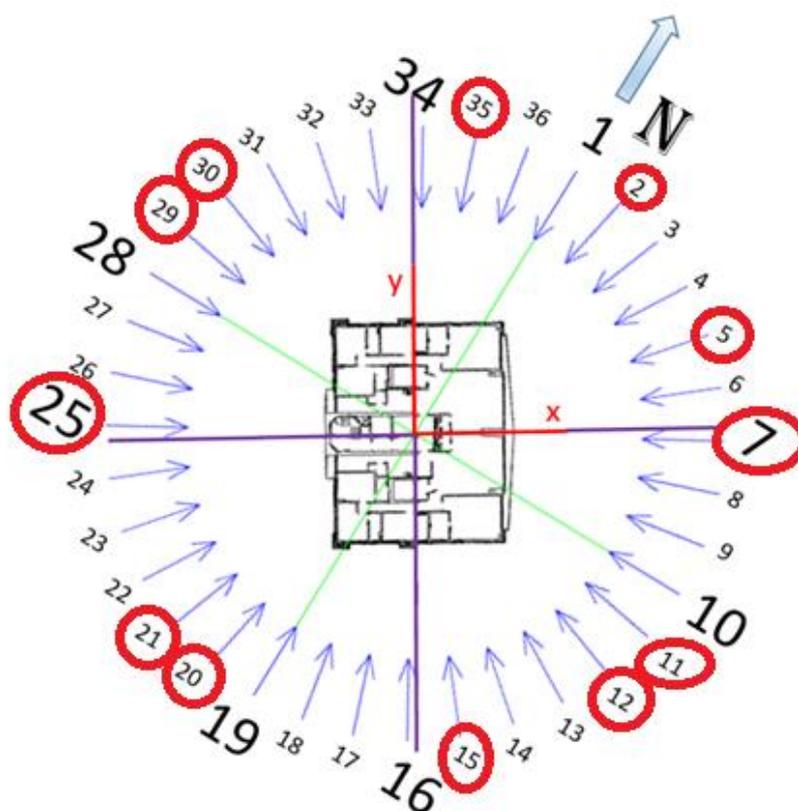


Tabela A.1 - Forças Fx para os 18 casos e direções do vento

(continua)

NÍVEL	COTA (m)	DIREÇÕES - FX (kN)								
		2	5	7	11	12	15	20	21	25
1	2,7	-9	-16	-21	-11	-8	1	9	6	16
2	6,3	-37	-49	-61	-39	-32	-1	9	6	17
3	8,33	-62	-62	-68	-58	-50	-7	11	8	18
4	10,98	-52	-60	-72	-55	-47	1	12	9	22
5	13,63	-49	-62	-77	-56	-48	4	13	11	24
6	16,28	-50	-66	-82	-57	-49	6	19	17	33
7	18,93	-50	-67	-85	-58	-50	7	22	19	36
8	21,68	-52	-66	-87	-60	-53	10	23	21	42
9	26,18	-49	-67	-88	-59	-53	8	21	20	41
10	29,42	-50	-67	-88	-60	-54	8	23	22	43
11	32,66	-51	-67	-87	-61	-54	7	26	24	44
12	35,9	-52	-67	-87	-63	-56	7	27	26	47
13	39,14	-52	-67	-88	-64	-58	6	29	27	50
14	42,38	-53	-67	-89	-64	-59	5	31	29	53
15	45,62	-53	-67	-89	-64	-60	4	32	31	56
16	48,86	-54	-67	-90	-65	-61	3	34	32	59
17	52,1	-54	-67	-91	-65	-62	1	36	34	62
18	55,34	-55	-68	-92	-65	-64	-1	37	36	64
19	58,58	-57	-71	-96	-65	-66	-5	39	37	67
20	61,82	-57	-71	-97	-66	-68	-7	41	39	70
21	65,06	-58	-71	-97	-66	-69	-10	42	40	72
22	68,3	-59	-71	-98	-66	-70	-13	44	42	75
23	71,54	-61	-72	-99	-67	-72	-16	46	43	77
24	74,78	-62	-72	-100	-67	-73	-20	48	45	80
25	78,02	-63	-72	-101	-68	-76	-23	49	46	82
26	81,26	-65	-72	-101	-69	-79	-29	51	48	84
27	84,5	-66	-72	-102	-69	-81	-33	53	49	86
28	87,74	-67	-73	-102	-69	-82	-37	55	51	89
29	90,98	-68	-73	-102	-69	-83	-41	56	53	90
30	94,22	-69	-73	-102	-69	-84	-46	58	54	92
31	97,46	-70	-74	-102	-69	-85	-50	59	55	92
32	100,7	-71	-74	-102	-69	-86	-54	63	58	96
33	103,94	-76	-76	-102	-70	-89	-64	63	58	95
34	107,18	-79	-78	-102	-71	-93	-72	66	62	98
35	110,42	-81	-78	-102	-71	-94	-77	66	62	98
36	113,66	-82	-79	-102	-71	-95	-83	68	63	99
37	116,9	-83	-79	-102	-72	-96	-88	103	97	133
38	120,14	-85	-80	-102	-73	-99	-91	71	67	101

39	123,38	-87	-81	-103	-75	-102	-92	75	70	103
40	126,62	-88	-82	-103	-75	-104	-97	74	70	102
41	129,86	-84	-81	-103	-78	-109	-103	75	72	102
42	133,1	-81	-80	-103	-81	-113	-109	78	75	104
43	136,34	-82	-80	-102	-81	-115	-112	77	75	102
44	139,58	-83	-81	-102	-82	-116	-116	80	78	104
45	142,82	-83	-82	-102	-82	-118	-118	78	78	102
46	146,06	-84	-82	-102	-83	-120	-121	79	79	101
47	149,3	-85	-83	-102	-83	-121	-123	81	82	102
48	152,54	-85	-84	-102	-84	-123	-124	79	81	100
49	155,78	-86	-84	-102	-85	-125	-126	81	84	101
50	159,02	-80	-85	-103	-84	-122	-124	79	84	99
51	162,26	-74	-86	-104	-83	-119	-121	78	85	98
52	165,5	-74	-87	-104	-84	-120	-120	80	87	98
53	168,74	-77	-95	-115	-95	-129	-117	76	85	93
54	171,98	-73	-89	-109	-83	-116	-119	77	87	94
55	175,22	-60	-62	-74	-54	-91	-118	19	33	47
56	178,46	-60	-52	-59	-46	-87	-115	18	35	47
57	181,7	-72	-65	-73	-51	-92	-114	18	36	47
58	184,94	-91	-80	-89	-62	-126	-165	25	53	69
59	188,1	-64	-61	-67	-46	-76	-89	13	30	37
60	191,85	-80	-68	-72	-56	-96	-108	16	37	44
61	193,6	-72	-56	-57	-49	-102	-124	19	44	51

(conclusão)

NÍVEL	COTA (m)	DIREÇÕES - FX (kN)								
		29	30	35	SUP1	SUP2	SUP3	SUP4	SUP5	SUP6
1	2,7	8	4	-1	-17	-11	-13	2	-17	4
2	6,3	27	13	-4	-55	-39	-49	1	-51	12
3	8,33	37	17	-10	-68	-58	-72	-7	-59	17
4	10,98	35	15	-2	-66	-55	-68	-6	-65	16
5	13,63	37	16	0	-68	-56	-66	-6	-70	17
6	16,28	36	16	2	-72	-57	-69	-4	-75	16
7	18,93	36	15	3	-74	-58	-72	-3	-78	16
8	21,68	32	12	6	-73	-60	-79	3	-84	16
9	26,18	37	17	10	-72	-59	-81	1	-79	11
10	29,42	35	15	8	-72	-60	-80	2	-81	14
11	32,66	35	16	8	-73	-61	-80	3	-81	15
12	35,9	34	17	10	-73	-63	-84	5	-82	16
13	39,14	34	17	11	-73	-64	-86	7	-83	15
14	42,38	34	17	12	-73	-64	-88	9	-83	15
15	45,62	33	17	13	-73	-64	-91	11	-84	14
16	48,86	33	17	14	-73	-65	-93	13	-85	14
17	52,1	32	16	14	-73	-65	-95	15	-86	13
18	55,34	31	16	14	-73	-65	-98	18	-87	13
19	58,58	29	14	12	-77	-65	-103	22	-91	11
20	61,82	28	14	12	-77	-66	-105	24	-91	10
21	65,06	27	13	13	-77	-66	-107	27	-92	10
22	68,3	27	13	13	-77	-66	-109	30	-92	10
23	71,54	25	12	13	-78	-67	-112	33	-93	9
24	74,78	24	12	13	-78	-67	-114	36	-94	9
25	78,02	23	12	12	-78	-68	-116	40	-94	8
26	81,26	21	12	9	-78	-69	-118	47	-92	8
27	84,5	20	12	9	-78	-69	-120	50	-92	9
28	87,74	20	12	9	-79	-69	-121	53	-92	8
29	90,98	19	12	8	-79	-69	-123	56	-92	9
30	94,22	19	12	8	-79	-69	-124	58	-91	9
31	97,46	19	12	7	-80	-69	-124	60	-91	9
32	100,7	18	12	6	-80	-69	-125	63	-90	9
33	103,94	16	11	2	-83	-70	-130	68	-89	8
34	107,18	14	11	-1	-85	-71	-133	73	-89	7
35	110,42	14	11	-2	-85	-71	-135	76	-88	8
36	113,66	13	11	-3	-86	-71	-136	79	-87	8
37	116,9	13	11	-4	-87	-72	-137	83	-87	8
38	120,14	12	11	-4	-88	-73	-138	88	-87	7
39	123,38	10	11	-3	-90	-75	-140	93	-88	7
40	126,62	10	12	-4	-91	-75	-141	96	-87	7
41	129,86	1	8	-3	-90	-78	-141	97	-90	2

42	133,1	-5	5	-2	-89	-81	-142	98	-91	-1
43	136,34	-6	6	-3	-90	-81	-143	101	-91	-2
44	139,58	-7	6	-3	-91	-82	-145	104	-91	-2
45	142,82	-7	7	-4	-92	-82	-146	107	-92	-3
46	146,06	-8	7	-4	-94	-83	-147	109	-92	-4
47	149,3	-9	7	-4	-95	-83	-149	112	-93	-5
48	152,54	-9	8	-4	-96	-84	-151	114	-94	-6
49	155,78	-10	8	-4	-97	-85	-152	117	-95	-7
50	159,02	-15	7	-2	-99	-84	-150	118	-96	-10
51	162,26	-20	5	1	-101	-83	-146	118	-98	-13
52	165,5	-21	6	1	-102	-84	-147	120	-99	-15
53	168,74	-19	8	0	-111	-95	-152	118	-111	-15
54	171,98	-19	8	-1	-105	-83	-149	118	-107	-17
55	175,22	-20	8	0	-76	-54	-132	118	-77	-19
56	178,46	-25	5	0	-65	-46	-128	121	-66	-24
57	181,7	-28	4	0	-80	-51	-144	123	-77	-27
58	184,94	-37	15	7	-100	-62	-196	182	-89	-46
59	188,1	-19	10	4	-74	-46	-126	100	-66	-28
60	191,85	-31	0	0	-84	-56	-152	121	-85	-29
61	193,6	-37	0	2	-73	-49	-152	141	-74	-34

Tabela A.2 - Forças Fz para os 18 casos e direções do vento

(continuação)

NÍVEL	COTA (m)	DIREÇÕES - FY (kN)								
		2	5	7	11	12	15	20	21	25
1	2,7	-11	0	1	8	12	11	6	-8	-22
2	6,3	-29	0	4	26	34	29	6	-8	-22
3	8,33	-29	-5	-5	21	26	26	5	-7	-23
4	10,98	-46	-4	-1	33	42	41	7	-6	-21
5	13,63	-48	-3	1	34	44	45	6	-6	-21
6	16,28	-52	5	3	35	45	46	8	-6	-26
7	18,93	-54	9	5	35	46	47	8	-5	-26
8	21,68	-61	12	9	37	48	47	11	-5	-23
9	26,18	-69	13	13	34	47	51	12	1	-22
10	29,42	-69	13	13	35	47	51	12	2	-23
11	32,66	-64	15	14	36	46	49	12	2	-23
12	35,9	-63	23	22	34	42	46	13	4	-23
13	39,14	-65	24	24	35	43	47	15	6	-23
14	42,38	-67	26	26	37	44	47	17	7	-24
15	45,62	-69	28	28	39	44	48	19	9	-25
16	48,86	-71	31	30	42	45	48	22	11	-25
17	52,1	-73	33	32	45	46	49	24	13	-26
18	55,34	-75	34	33	49	49	51	27	15	-27
19	58,58	-80	33	29	57	56	55	30	17	-29
20	61,82	-81	36	32	61	57	55	33	19	-30
21	65,06	-82	39	35	65	59	56	36	21	-31
22	68,3	-83	42	38	69	61	56	39	24	-33
23	71,54	-86	45	41	74	63	56	41	26	-34
24	74,78	-87	49	44	78	65	56	44	29	-36
25	78,02	-89	52	47	83	67	56	47	31	-38
26	81,26	-93	54	50	87	70	54	50	34	-39
27	84,5	-94	58	53	92	72	55	53	36	-41
28	87,74	-94	62	57	98	76	56	56	39	-43
29	90,98	-94	67	61	104	79	56	58	42	-45
30	94,22	-94	71	64	108	82	56	60	44	-46
31	97,46	-93	74	67	113	85	57	61	46	-47
32	100,7	-93	79	71	119	89	58	63	49	-50
33	103,94	-94	84	77	124	94	55	65	51	-50
34	107,18	-94	88	82	129	98	53	67	54	-53
35	110,42	-94	92	86	135	103	54	69	57	-53
36	113,66	-94	97	91	140	107	54	71	59	-55
37	116,9	-93	101	96	145	111	55	69	70	-76
38	120,14	-91	104	103	150	116	51	74	65	-57
39	123,38	-88	107	111	155	120	46	75	68	-60

40	126,62	-88	110	116	159	124	46	77	70	-60
41	129,86	-74	115	128	162	126	39	78	72	-61
42	133,1	-63	119	137	165	127	33	79	75	-63
43	136,34	-62	121	142	168	131	33	81	77	-63
44	139,58	-61	124	147	171	135	32	83	80	-65
45	142,82	-60	126	151	173	139	32	85	81	-65
46	146,06	-58	127	156	175	142	31	86	83	-65
47	149,3	-57	129	160	177	146	30	88	86	-67
48	152,54	-55	130	164	178	149	29	90	87	-67
49	155,78	-53	131	168	179	152	28	92	89	-69
50	159,02	-43	139	179	180	150	24	95	90	-69
51	162,26	-32	148	191	180	147	19	97	92	-69
52	165,5	-28	148	194	179	150	18	98	93	-71
53	168,74	-24	144	196	184	158	22	97	91	-69
54	171,98	-11	156	213	198	165	25	99	93	-72
55	175,22	0	161	216	196	159	22	102	75	-24
56	178,46	4	156	212	190	158	22	104	76	-24
57	181,7	14	165	225	189	159	17	106	77	-24
58	184,94	4	232	316	252	214	16	160	116	-36
59	188,1	55	143	187	166	147	16	81	60	-18
60	191,85	66	180	238	203	176	18	101	73	-22
61	193,6	28	183	250	200	174	12	123	88	-26

(conclusão)

NÍVEL	COTA (m)	DIREÇÕES - FY (kN)								
		29	30	35	SUP1	SUP2	SUP3	SUP4	SUP5	SUP6
1	2,7	-4	-1	-8	-1	8	-5	9	0	0
2	6,3	-12	-4	-18	-3	26	-16	24	6	-4
3	8,33	-12	-6	-9	-7	21	-21	23	-3	-5
4	10,98	-19	-7	-28	-10	33	-24	37	0	-3
5	13,63	-21	-8	-32	-9	34	-24	39	2	-4
6	16,28	-22	-7	-33	-3	35	-21	40	-3	-1
7	18,93	-23	-6	-35	-1	35	-19	41	-5	1
8	21,68	-22	7	-36	-6	37	-6	40	-5	8
9	26,18	-35	-10	-48	-11	34	-5	46	-19	21
10	29,42	-37	-13	-49	-11	35	-6	46	-21	22
11	32,66	-32	-10	-45	-8	36	-9	43	-14	15
12	35,9	-31	-10	-47	-5	34	-2	39	-9	18
13	39,14	-33	-11	-48	-8	35	-1	39	-11	19
14	42,38	-35	-12	-50	-11	37	0	38	-13	20
15	45,62	-37	-14	-51	-15	39	0	37	-15	20
16	48,86	-39	-15	-52	-18	42	0	36	-16	21
17	52,1	-41	-17	-53	-22	45	0	35	-18	20
18	55,34	-44	-19	-53	-27	49	-2	35	-22	20
19	58,58	-46	-20	-50	-36	57	-6	35	-31	20
20	61,82	-48	-22	-51	-40	61	-7	34	-33	19
21	65,06	-50	-24	-51	-44	65	-8	33	-33	18
22	68,3	-52	-26	-52	-48	69	-9	31	-34	17
23	71,54	-54	-27	-51	-53	74	-12	28	-35	16
24	74,78	-56	-28	-51	-58	78	-13	26	-35	15
25	78,02	-58	-30	-51	-62	83	-15	24	-35	14
26	81,26	-61	-32	-52	-69	87	-19	21	-35	11
27	84,5	-62	-32	-52	-73	92	-20	20	-35	11
28	87,74	-64	-32	-52	-77	98	-20	19	-35	10
29	90,98	-65	-32	-51	-81	104	-20	18	-35	9
30	94,22	-65	-30	-50	-84	108	-20	18	-33	7
31	97,46	-65	-29	-49	-86	113	-20	18	-32	7
32	100,7	-66	-27	-48	-89	119	-20	17	-32	7
33	103,94	-66	-25	-45	-92	124	-18	16	-28	7
34	107,18	-66	-22	-42	-96	129	-16	15	-26	7
35	110,42	-66	-20	-41	-99	135	-15	15	-25	7
36	113,66	-66	-17	-40	-101	140	-14	16	-24	6
37	116,9	-65	-14	-39	-104	145	-13	16	-23	6
38	120,14	-64	-11	-36	-107	150	-11	14	-19	6
39	123,38	-63	-8	-31	-110	155	-9	11	-14	5
40	126,62	-61	-6	-30	-113	159	-9	12	-13	4
41	129,86	-58	-2	-24	-113	162	2	6	-7	3

42	133,1	-55	1	-19	-114	165	10	2	-2	2
43	136,34	-53	3	-18	-116	168	10	3	-1	0
44	139,58	-50	5	-16	-119	171	10	4	-1	-2
45	142,82	-48	7	-15	-121	173	9	4	0	-5
46	146,06	-45	9	-13	-123	175	9	5	0	-8
47	149,3	-42	10	-11	-125	177	8	5	1	-11
48	152,54	-39	12	-10	-128	178	7	6	1	-15
49	155,78	-36	13	-8	-130	179	6	6	2	-19
50	159,02	-29	16	-4	-125	180	12	3	9	-20
51	162,26	-21	20	1	-118	180	20	-1	18	-22
52	165,5	-16	22	3	-119	179	20	-1	19	-26
53	168,74	-8	27	10	-115	184	16	4	33	-27
54	171,98	3	34	16	-104	198	30	6	55	-26
55	175,22	11	37	20	-102	196	41	4	59	-27
56	178,46	15	41	24	-111	190	41	5	53	-29
57	181,7	14	39	21	-103	189	52	0	60	-36
58	184,94	2	26	13	-171	252	64	-4	38	-42
59	188,1	57	94	48	-65	166	71	-1	104	-58
60	191,85	60	97	49	-74	203	89	-2	123	-59
61	193,6	27	47	25	-122	200	64	-3	58	-45

Tabela A.3 – Momentos Mz para os 18 casos e direções do vento

(continuação)

NÍVEL	COTA (m)	DIREÇÕES - MZ (kNm)								
		2	5	7	11	12	15	20	21	25
1	2,7	-14	14	6	-9	2	22	10	-42	-207
2	6,3	18	27	-11	-96	-70	18	9	-30	-217
3	8,33	113	21	-30	-215	-201	-74	11	-46	-195
4	10,98	4	98	19	-140	-107	48	12	-7	-206
5	13,63	24	121	10	-151	-111	82	13	0	-200
6	16,28	6	117	14	-155	-109	92	18	0	-240
7	18,93	-10	116	18	-164	-111	102	19	12	-232
8	21,68	-60	109	29	-216	-146	144	4	74	-257
9	26,18	-48	126	37	-165	-97	108	39	18	-181
10	29,42	-66	133	39	-171	-101	122	44	21	-163
11	32,66	-23	136	33	-170	-110	109	33	13	-156
12	35,9	-16	173	84	-183	-132	106	37	18	-150
13	39,14	-28	176	83	-191	-135	117	41	24	-144
14	42,38	-41	179	82	-200	-138	128	45	29	-138
15	45,62	-52	183	80	-208	-141	139	49	33	-133
16	48,86	-64	186	77	-216	-144	150	54	37	-128
17	52,1	-75	191	73	-225	-146	161	58	40	-123
18	55,34	-90	188	57	-225	-140	176	63	42	-118
19	58,58	-115	168	15	-209	-114	198	68	44	-113
20	61,82	-126	174	9	-217	-116	210	72	45	-109
21	65,06	-136	179	3	-225	-118	221	77	45	-104
22	68,3	-146	185	-4	-232	-120	232	81	44	-99
23	71,54	-157	191	-11	-239	-122	243	85	43	-95
24	74,78	-168	197	-19	-247	-123	253	89	41	-90
25	78,02	-178	205	-27	-257	-126	258	92	39	-85
26	81,26	-186	215	-39	-275	-134	251	95	36	-81
27	84,5	-199	223	-47	-282	-135	260	98	33	-76
28	87,74	-212	230	-54	-289	-136	269	101	29	-71
29	90,98	-226	238	-59	-294	-137	276	103	25	-66
30	94,22	-235	239	-69	-304	-141	280	99	18	-59
31	97,46	-252	247	-72	-308	-142	286	100	14	-55
32	100,7	-269	254	-76	-314	-145	292	101	8	-51
33	103,94	-287	248	-93	-320	-152	278	100	4	-45
34	107,18	-306	244	-106	-326	-160	266	100	-1	-42
35	110,42	-326	248	-106	-331	-166	265	98	-5	-37
36	113,66	-347	251	-103	-335	-174	263	97	-8	-34
37	116,9	-369	253	-99	-339	-183	258	106	-33	-44
38	120,14	-392	253	-92	-342	-193	250	94	-15	-30
39	123,38	-414	251	-83	-345	-205	238	93	-18	-29

40	126,62	-438	250	-74	-348	-218	226	92	-19	-28
41	129,86	-514	189	-82	-347	-242	200	92	-19	-29
42	133,1	-578	139	-87	-348	-266	176	92	-21	-31
43	136,34	-603	134	-73	-349	-283	158	92	-19	-32
44	139,58	-629	127	-59	-351	-302	139	93	-20	-36
45	142,82	-654	119	-45	-353	-322	118	94	-17	-39
46	146,06	-679	110	-30	-356	-344	96	96	-15	-44
47	149,3	-704	101	-13	-357	-365	73	99	-14	-51
48	152,54	-728	89	2	-360	-389	49	101	-10	-56
49	155,78	-752	78	18	-361	-412	25	105	-8	-65
50	159,02	-811	60	61	-357	-409	9	108	-4	-71
51	162,26	-878	39	111	-351	-401	-3	111	-1	-79
52	165,5	-891	19	114	-360	-428	-27	108	-5	-89
53	168,74	-864	361	363	-499	-587	-291	99	-10	-96
54	171,98	-686	517	401	-704	-671	-578	103	-10	-108
55	175,22	-753	210	86	-826	-677	-600	105	51	-16
56	178,46	-1505	-419	-537	-1014	-821	-492	109	54	-18
57	181,7	-2513	-1555	-1780	-1360	-1042	-311	112	57	-20
58	184,94	-3439	-1938	-2054	-1502	-1192	-272	336	197	-89
59	188,1	-2335	-2171	-2622	-1737	-1245	-216	-228	-188	35
60	191,85	-2973	-2652	-3155	-2134	-1480	-309	-170	-136	42
61	193,6	-2862	-1741	-1839	-1503	-1208	-324	188	111	-32

(conclusão)

NÍVEL	COTA (m)	DIREÇÕES - MZ (kNm)								
		29	30	35	SUP1	SUP2	SUP3	SUP4	SUP5	SUP6
1	2,7	-45	-43	-29	11	-9	3	13	-40	11
2	6,3	-103	-104	-46	24	-96	36	-17	-116	18
3	8,33	-50	-26	33	21	-215	110	-144	-83	-1
4	10,98	-173	-179	-122	89	-140	69	-19	-206	78
5	13,63	-206	-210	-143	111	-151	101	-5	-275	90
6	16,28	-233	-251	-178	100	-155	103	17	-316	125
7	18,93	-264	-294	-211	93	-164	106	37	-355	161
8	21,68	-436	-572	-351	88	-216	50	133	-532	298
9	26,18	-273	-254	-245	62	-165	191	31	-365	229
10	29,42	-293	-260	-258	50	-171	204	45	-392	262
11	32,66	-257	-246	-224	83	-170	177	29	-339	216
12	35,9	-259	-257	-251	112	-183	214	38	-312	264
13	39,14	-284	-284	-273	103	-191	225	47	-337	299
14	42,38	-310	-310	-296	93	-200	236	56	-361	334
15	45,62	-335	-335	-318	83	-208	249	64	-385	371
16	48,86	-360	-359	-340	73	-216	261	71	-409	408
17	52,1	-385	-383	-362	62	-225	275	78	-432	446
18	55,34	-411	-407	-381	43	-225	284	89	-465	482
19	58,58	-440	-434	-396	5	-209	279	108	-525	514
20	61,82	-464	-453	-416	-5	-217	295	112	-545	554
21	65,06	-487	-470	-435	-16	-225	313	117	-564	595
22	68,3	-510	-485	-455	-26	-232	332	120	-582	636
23	71,54	-532	-498	-473	-37	-239	351	123	-600	679
24	74,78	-554	-509	-491	-47	-247	371	125	-616	722
25	78,02	-574	-519	-506	-55	-257	393	130	-628	766
26	81,26	-588	-528	-515	-61	-275	420	137	-629	813
27	84,5	-611	-537	-534	-70	-282	443	140	-645	861
28	87,74	-633	-544	-553	-78	-289	467	142	-661	908
29	90,98	-656	-552	-572	-87	-294	490	144	-676	956
30	94,22	-670	-553	-584	-85	-304	508	146	-685	993
31	97,46	-694	-562	-603	-93	-308	529	147	-702	1039
32	100,7	-718	-571	-621	-98	-314	547	147	-720	1083
33	103,94	-738	-583	-617	-115	-320	563	153	-748	1124
34	107,18	-759	-597	-618	-129	-326	575	157	-774	1162
35	110,42	-782	-615	-636	-131	-331	582	157	-794	1196
36	113,66	-806	-636	-653	-132	-335	585	156	-815	1226
37	116,9	-830	-661	-671	-133	-339	583	154	-837	1251
38	120,14	-854	-690	-687	-133	-342	576	151	-859	1271
39	123,38	-878	-725	-702	-132	-345	563	146	-881	1286
40	126,62	-903	-764	-719	-131	-348	544	142	-907	1295
41	129,86	-916	-804	-726	-194	-347	504	159	-912	1303

42	133,1	-932	-849	-735	-240	-348	461	170	-924	1304
43	136,34	-957	-903	-751	-238	-349	425	164	-953	1296
44	139,58	-981	-960	-767	-236	-351	385	156	-983	1284
45	142,82	-1005	-1021	-782	-233	-353	340	148	-1014	1267
46	146,06	-1029	-1086	-796	-230	-356	291	139	-1045	1245
47	149,3	-1052	-1154	-810	-228	-357	238	129	-1076	1219
48	152,54	-1075	-1224	-824	-224	-360	182	119	-1108	1190
49	155,78	-1097	-1295	-837	-222	-361	125	108	-1139	1158
50	159,02	-1118	-1364	-863	-228	-357	-10	99	-1160	1127
51	162,26	-1138	-1431	-892	-236	-351	-165	90	-1178	1094
52	165,5	-1150	-1492	-898	-224	-360	-222	79	-1199	1054
53	168,74	-1359	-1723	-1150	198	-499	4	-126	-1271	779
54	171,98	-1427	-1872	-1250	384	-704	231	-342	-1678	658
55	175,22	-1330	-1859	-1161	56	-826	-11	-362	-2066	696
56	178,46	-1570	-2078	-1338	-630	-1014	-837	-348	-2510	499
57	181,7	-1597	-2099	-1287	-1879	-1360	-2078	-198	-3360	500
58	184,94	-2201	-2972	-1734	-2824	-1502	-2831	-225	-4451	831
59	188,1	-1155	-1540	-897	-1707	-1737	-2226	-154	-3041	195
60	191,85	-1419	-1868	-1009	-2359	-2134	-2855	-61	-3865	49
61	193,6	-1908	-2675	-1399	-2184	-1503	-2428	-47	-3790	558

ANEXO B – PLANTA DE FORMAS DO MODELO REFERÊNCIA

O presente anexo ilustra as plantas de formas do pavimento tipo com dois apartamentos por andar, do pavimento tipo com apartamento único e de nível de garagem correspondente ao embasamento, respectivamente.

Figura A.3 - Planta de formas do pavimento tipo com dois apartamentos por andar

ESQUEMÁTICO
VER CORTE:

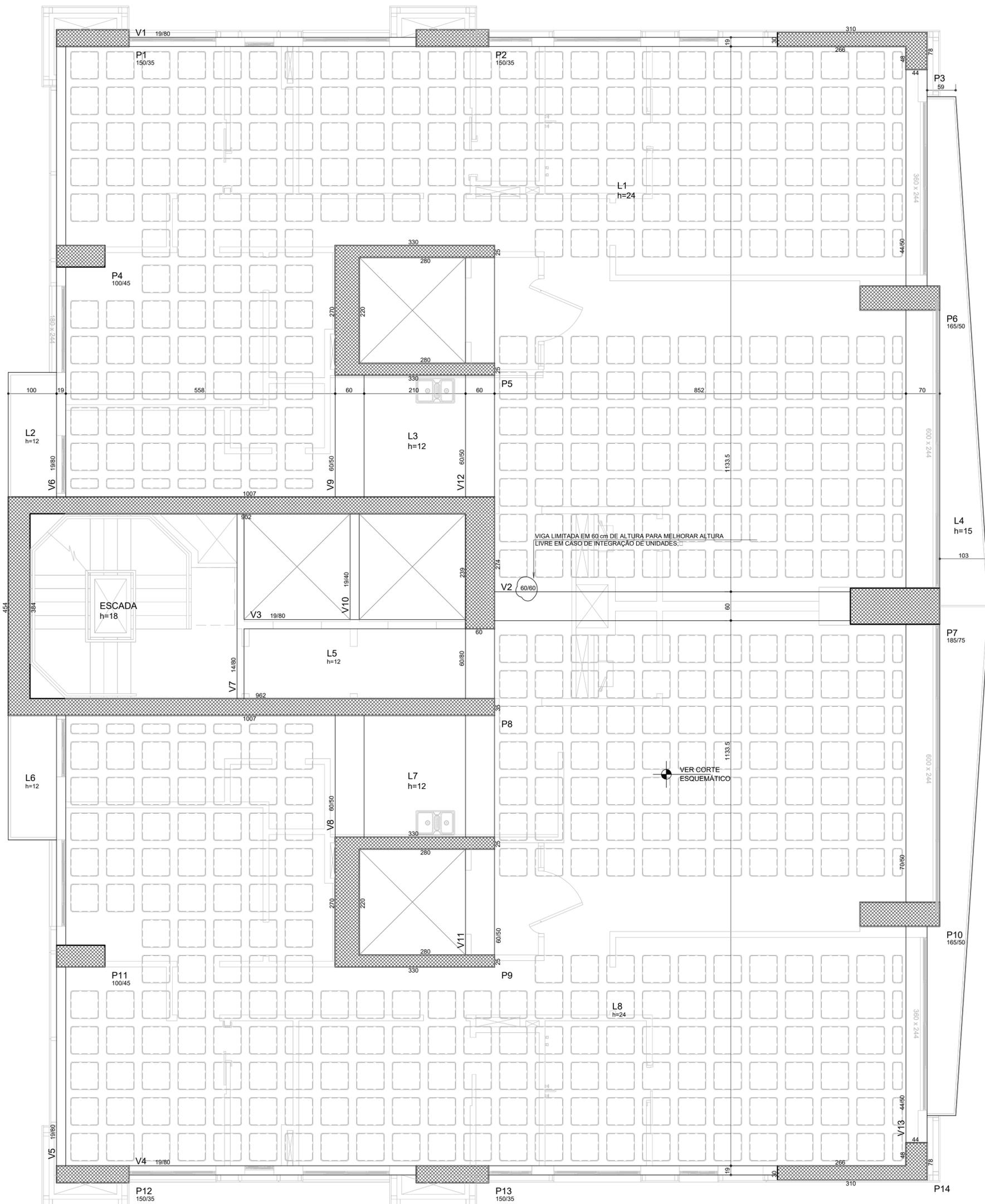
Corte A-A

B

A

ESQUEMÁTICO
VER CORTE:

Corte B-B



B

Figura A.4 - Planta de formas do pavimento tipo com apartamento único por andar

Figura A.5 - Planta de formas do pavimento de garagem correspondente ao embasamento



VIGAS DA DIVISA DOS FUNDOS COM 120 cm, DEIXANDO ALTURA LIVRE DE 145 cm, MODULANDO COM A ALVENARIA DE FECHAMENTO (140 cm) + 5 cm DE ENCUNHAMENTO

VIGAS DE PERIFERIA DE 130 cm COM 70 cm DE SEM INVERSAO RESULTANDO EM 135 cm DE ALTURA LIVRE, CONFIRMAR

