

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

**ANÁLISE DO DESEMPENHO ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS
ALTOS DE CONCRETO ARMADO COM LAJES LISAS**

Isabel Kristiner

Porto Alegre
2023

ISABEL KRISTINER

**ANÁLISE DO DESEMPENHO ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS
ALTOS DE CONCRETO ARMADO COM LAJES LISAS**

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

Porto Alegre
2023

CIP - Catalogação na Publicação

Kristiner, Isabel
Análise do Desempenho Estrutural em Edifícios Altos
de Concreto Armado com Lajes Lisas / Isabel Kristiner.
-- 2023.
149 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, 2023.

1. Lajes Lisas. 2. Estrutura de edifícios. 3.
Performance Estrutural. 4. ETABS. I. Campos Filho,
Américo, orient. II. Lazzari, Paula Manica, coorient.
III. Título.

ISABEL KRISTINER

**ANÁLISE DO DESEMPENHO ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS
ALTOS DE CONCRETO ARMADO COM LAJES LISAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na 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, 24 de agosto de 2023

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
coorientadora

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

Prof. Moacir Kripka (UPF)
Dr. pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo

Às mulheres engenheiras que abriram caminhos e
construíram pontes para que eu possa estar aqui.
Espero continuar esta trilha.

AGRADECIMENTOS

Começo agradecendo ao professor Américo Campos Filho, pelos ensinamentos compartilhados, pela disponibilidade, e, principalmente, pela confiança transmitida. Da mesma forma, a professora Paula Manica Lazzari, pela sua gentil contribuição durante este processo. A professora Bruna Manica Lazzari, pelo empenho em somar no desenvolvimento deste estudo. Aos três, estendo meu agradecimento pelo incentivo durante o percurso.

Ao engenheiro Dr. Fabrício Bagatini Cachuçó, representando a empresa *Glotman Simpson Consulting Engineers*, pelo apoio e confiança neste trabalho, fornecendo o projeto de estudo desta pesquisa. Também, pela gentil disposição para dúvidas e discussões apesar das diferenças geográficas e de fuso horário.

Cabe menção a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos que possibilitou dedicação a este trabalho. E à Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), mantendo-se como instituição de excelência mesmo quando atravessamos um período de tempos sombrios para o ensino e pesquisa brasileira.

Ao CEMACOM, laboratório que proporcionou a infraestrutura necessária para a condução da pesquisa e uma enorme rede de apoio. Um abraço especial aos pesquisadores que estiveram por perto nesse processo: Lucas, Marcos, Augusto, Matheus, Felipe, Luciene e Daniel. Agradeço também aos demais colegas do programa pelo companheirismo, muitas vezes de forma online, durante este período. Em especial, ao Emerson, que se tornou um amigo com quem sei que poderei contar e, ao Patrick, pela parceria e incentivo.

Agradeço aos meus pais, Claudete e Henrique, por sempre apontarem a importância do caminho da educação, pelo amor, carinho e apoio. Ao meu irmão, Luís Carlos, pela amizade e por tão gentilmente compartilhar de sua casa e garagem sempre que necessário.

A todos os amigos pela compreensão e incentivo, por sempre perguntarem como estou e como vai a dissertação, em especial, à Marina Reckziegel e Marina Renner. Comemorar as conquistas com vocês é bom demais.

Finalmente, ao Guilherme, a quem poderia tecer milhares de agradecimentos, para resumir, cito a base de tudo: obrigada por todo amor que partilhamos. Sou muito feliz aqui.

RESUMO

KRISTINER, I. **Análise do Desempenho Estrutural em Edifícios Altos de Concreto Armado com Lajes Lisas**. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O sistema estrutural de lajes lisas é caracterizado pelas placas de laje apoiadas diretamente sobre os pilares, sem o uso de vigas. Este sistema quando utilizado em edifícios de múltiplos pavimentos possui diversas vantagens, como a versatilidade no uso do pavimento, autonomia para instalações e relativa simplificação dos custos de execução. Em contrapartida, há pontos críticos na configuração deste sistema que solicitam cautela na análise estrutural, como a instabilidade global, questão sensível em edifícios de múltiplos pavimentos devido às cargas laterais, como a incidência de vento. Dentro deste contexto, o objetivo deste trabalho é o estudo do desempenho estrutural em edifícios em concreto armado de lajes lisas. A partir do projeto executivo de um edifício com 38 pavimentos foram propostas quatro análises paramétricas a fim de se analisar o impacto de variações no comportamento estrutural do modelo, sendo essas: verificação do uso de vigas de borda, estudo de variação da espessura das lajes, estudo da variação da espessura das paredes do núcleo, e, inclusão de elementos de *outrigger* e *belt-truss*. Também foi realizada uma análise sequencial construtiva, a qual apontou para pontos críticos a serem observados no dimensionamento do modelo. Os parâmetros que embasaram os estudos paramétricos foram obtidos via análise estática não linear e modal no *software* de elementos finitos ETABS. Entre as propostas analisadas, a inclusão dos elementos de *outrigger* se destacou pela redução do deslocamento no topo mantendo as reações verticais com baixa variação. De forma similar, a proposta de adoção de vigas de borda apresentou considerável diminuição no deslocamento horizontal. Estas duas soluções, porém, implicam na adição de elementos construtivos na fachada. Os modelos que mantêm fachada e pavimento interno livres estudaram a variação de espessura de laje, onde também foram obtidos resultados satisfatórios para a redução no deslocamento horizontal, entretanto, houve um aumento proporcional nas reações verticais. O modelo utilizado para analisar a variação da espessura das paredes do núcleo rígido apresentou maior sensibilidade, confirmando a importância deste elemento estrutural no sistema que resiste às forças laterais em edifícios de lajes lisas.

Palavras-chave: *Lajes Lisas; Estrutura de edifícios; Performance Estrutural; ETABS.*

ABSTRACT

KRISTINER, I. **Análise do Desempenho Estrutural em Edifícios Altos de Concreto Armado com Lajes Lisas**. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The flat slab structural system is characterized by direct support of slab plates on columns, without using beams. This system offers advantages in multi-story buildings, such as floor use flexibility, installation adaptability, and simplified construction costs. However, the structural analysis of high-rise buildings with flat slabs must capture accurately the lateral response by accounting for nonlinearities which may lead to global instability, a major high-rise building. The goal of this study is to investigate the structural performance of a concrete flat slab building. Four parametric analyses were conducted to evaluate the impact of variations in the model's structural behavior. These analyses included investigating perimeter beam usage, slab thickness variations, changes in core wall thickness, and incorporating outrigger and belt-truss elements. Additionally, a sequential construction analysis identified crucial aspects to be considered during the model's design. The parameters for the parametric studies were obtained through non-linear static and modal analyses using the finite element software ETABS. Among the proposed analyses, the incorporation of outrigger elements notably reduced the horizontal displacement and had a low impact on the vertical reactions value. Similarly, the adoption of edge beams in the typical floor significantly reduced horizontal displacement. However, both solutions involve adding construction elements to the facade, which disrupts the concept of a free facade design. Models which explored slab thickness variations resulted in satisfactory reductions in horizontal displacement with proportional increases in vertical reactions. The model developed for analyzing variations in the thickness of the rigid core walls exhibited higher sensitivity, thereby confirming the structural element's importance in the lateral force-resisting system of flat slab buildings.

Keywords: *Flat Slabs; Buildings Structure; Structural Performance.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma de etapas gerais que compõem o trabalho	16
Figura 2 – Esquema estrutural comparando o comportamento de lajes lisas, lajes cogumelo e lajes do sistema convencional.....	20
Figura 3 – Esquema estrutural de laje cogumelo e cortes de seção para visualização de <i>drop panel</i> , capitel e uso de ambos os sistemas	22
Figura 4 – Esquema estrutural de laje nervurada apoiada sobre quatro pilares com área maciça	23
Figura 5 – Concepção estrutural de laje cogumelo publicada pelo engenheiro C. A. Turner em 1905	25
Figura 6 – Vista interna do Armazém Geisshübel, projeto de Robert Maillart em Zurique, 1910	26
Figura 7 – Perspectiva do Sistema <i>Dom-ino</i> , 1914	27
Figura 8 – Condomínio horizontal formado por unidades da Maison Dom-ino.....	28
Figura 9 – Fachada do Edifício Esther (a) e vista interna do pavimento com fachada ao fundo (b).....	29
Figura 10 – Formas e armaduras da laje com capitel embutido em volta dos pilares do edifício do MESP.....	29
Figura 11 – Fachada externa do Palácio Gustavo Capanema, edifício do MES com a barra vertical e barra horizontal	30
Figura 12 – Fachada Edifício da ABI (a) e vista interna da fachada com pilares recuados e brises em concreto na fachada	31
Figura 13 – Esquema de parede estrutural simples (a) e paredes estruturais acopladas (b) e (c)	36
Figura 14 – Fachada do edifício First Wisconsin Center, em Milwaukee/EUA com o sistema <i>belt-truss</i>	37
Figura 15 – Etapas de análise e dimensionamento de edifícios no ETABS.....	39
Figura 16 – Sistema local de eixos e componentes de tensão do material no ETABS	41
Figura 17 – Interface de entrada de dados para material no ETABS	43
Figura 18 – Elemento frame representado no sistema de coordenadas globais e locais	45
Figura 19 – Elementos frame com orientação vertical representados no sistema de coordenadas globais e locais.....	45

Figura 20 – Interface para entrada de dados do elemento frame no ETABS.....	47
Figura 21 – Pontos cardeais definidos para o elemento frame.....	48
Figura 22 – Representação do comprimento de offset no <i>frame</i>	49
Figura 23 – Elemento <i>shell</i> de quatro nós representado no sistema local de eixos.....	50
Figura 24 – Interface para entrada de dados do elemento shell de laje no ETABS	52
Figura 25 – Interface para entrada de dados do elemento shell de parede no ETABS	53
Figura 26 – Função restrições de bordas (<i>edge constraints</i>), a direita sem aplicação e com aplicação, a esquerda	54
Figura 27 – Exemplo de utilização do elemento <i>link</i> e de <i>suporte</i>	57
Figura 28 - Modificadores de propriedades e rigidez para os elementos <i>frame</i> (a) e <i>shell</i> (b)	59
Figura 29 – Estrutura condição inicial (a) e condição deformada com Efeito P-Delta (b).....	60
Figura 30 – Pórtico plano extrudado (a) e modelo de barras com aplicação de carga (b)	64
Figura 31 – Diagramas de momento fletor [kN.m] resultantes no pórtico plano após o processamento no ETABS	67
Figura 32 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício CAARC	69
Figura 33 – Modelo tridimensional completo do Edifício CAARC realizado no ETABS	70
Figura 34 – Representação gráfica do deslocamento horizontal máximo pela combinação frequente do edifício CAARC para o modelo V40-Cat2.....	74
Figura 35 – Representação gráfica do deslocamento entre pavimentos.....	75
Figura 36 – Representação esquemática tridimensional do edifício de lajes lisas	77
Figura 37 – Planta baixa do pavimento tipo conforme projeto de arquitetura (a) e modelagem no <i>software</i> Etabs (b) com unidades em cm	78
Figura 38 – Detalhe esquemático do reforço em vigas <i>header</i>	79
Figura 39 – Corte esquemático com legenda de cores para a variação de f_{ck} do núcleo rígido e pilares ao longo da altura do edifício.....	81
Figura 40 – Três primeiros modos de vibração para verificação da modelagem.....	84
Figura 41 – Deslocamento horizontal por pavimento (a) e Percentual de <i>drift</i> por pavimento (b).....	89
Figura 42 – Três primeiros modos de vibração para o Modelo de Referência.....	90
Figura 43 – Planta baixa do pavimento tipo com vigas de borda.....	92

Figura 44 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo com vigas de borda.....	94
Figura 45 – <i>Drift</i> por pavimento para o estudo com vigas de borda	95
Figura 46 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo com vigas de borda	97
Figura 47 – Resumo percentual de resultados para o estudo de vigas de borda.....	98
Figura 48 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo da espessura de lajes	101
Figura 49 – <i>Drift</i> por pavimento para o estudo da espessura de lajes	102
Figura 50 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo da espessura de lajes	103
Figura 51 – Resumo percentual de resultados para o estudo da espessura de lajes	104
Figura 52 – Variação da espessura das paredes do núcleo rígido	106
Figura 53 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido	108
Figura 54 – <i>Drift</i> por pavimento para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido...	109
Figura 55 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido	110
Figura 56 – Resumo percentual de resultados para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido	111
Figura 57 – Planta baixa do pavimento tipo com alinhamento da posição dos pilares, dimensões em cm.....	113
Figura 58 – Posição dos elementos de <i>outrigger</i> em planta baixa e corte esquemático, dimensões em cm.....	114
Figura 59 – Posição dos elementos de <i>belt-truss</i> em planta baixa, dimensões em cm.....	115
Figura 60 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo da inclusão de <i>outrigger</i> e <i>belt-truss</i>	117
Figura 61 – <i>Drift</i> por pavimento para o estudo da inclusão de <i>outrigger</i> e <i>belt-truss</i>	118
Figura 62 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo da inclusão de <i>outrigger</i> e <i>belt-truss</i>	120
Figura 63 – Resumo percentual de resultados para o estudo da inclusão de <i>outrigger</i> e <i>belt-truss</i>	121
Figura 64 –Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para análise sequencial e análise global	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultado do somatório de reações de apoio comparando os <i>softwares</i> Ftool, SAP2000 e ETABS.....	65
Tabela 2 – Resultados de deslocamentos no nó 2 do pórtico plano comparando os <i>softwares</i> Ftool, SAP2000 e ETABS	66
Tabela 3 – Resultados de esforço cortante, momento fletor e deslocamento da viga do pórtico plano comparando os <i>softwares</i> Ftool, SAP2000 e ETABS.....	66
Tabela 4 – Características dos elementos do edifício CAARC.....	69
Tabela 5 – Parâmetros de entrada para carregamento de vento pela EM 1991 (2005).....	72
Tabela 6 – Resultado do somatório de reações de apoio verticais (em kN) para o Edifício CAARC no SAP2000 e ETABS	73
Tabela 7 – Resultados de deslocamento horizontal no topo (em cm) para o Edifício CAARC no SAP2000 e ETABS.....	73
Tabela 8 – Valores de f_{ck} (MPa) e E (GPa) de pilares por pavimentos conforme norma CSA A23.3-04 (2014).....	80
Tabela 9 – Valores de f_{ck} de paredes de núcleo e vigas <i>header</i> por pavimentos.	80
Tabela 10 – Comparativo entre os frequências para os três primeiros modos de vibração de projeto e obtidos no <i>software</i> ETABS	84
Tabela 11 – Deslocamento horizontal no topo para Modelo de Referência.....	88
Tabela 12 – Valores de frequência para os três primeiros modos do Modelo de Referência ..	90
Tabela 13 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo com vigas de borda...	93
Tabela 14 – Esforços na base para o estudo com vigas de borda.....	96
Tabela 15 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo da espessura de lajes	100
Tabela 16 – Esforços na base para o estudo da espessura de lajes.....	103
Tabela 17 – Espessuras das paredes [cm] para cada modelo estudado	106
Tabela 18 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido	107
Tabela 19 – Esforços na base para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido	110
Tabela 20 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo da inclusão de <i>outrigger</i> e <i>belt-truss</i>	116

Tabela 21 – Esforços na base para o estudo da inclusão de *outrigger* e *belt-truss* 119

Tabela 22 – Comparativo percentual entre soluções adotadas e o Modelo de Referência... 125

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Coeficientes de rigidez efetiva para elementos considerando ação do vento recomendados pelo <i>Concrete Design Handbook</i> (CAC, 2016).....	83
Quadro 2 – Soluções e modelos propostos para análise paramétrica.....	86
Quadro 3 – Valores de f_{ck} e módulo secante do concreto conforme NBR 6118 (ABNT, 2023)	87

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVOS	14
1.2	DELINEAMENTO	15
1.3	TRABALHOS SOBRE O TEMA NO BRASIL	16
2	EDIFÍCIOS DE LAJES LISAS	20
2.1	DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	20
2.2	BREVE HISTÓRICO DE OBRAS	24
2.2.1	Origens	24
2.2.2	Construção em massa	26
2.2.3	Em território nacional	28
2.3	VANTAGENS	31
2.3.1	Simplificação para redução de custos	31
2.3.2	Valor econômico da edificação	32
2.3.3	Independência de sistemas	33
2.4	PONTOS CRÍTICOS	33
2.4.1	Punção	33
2.4.2	Deslocamentos transversais	34
2.4.3	Aberturas nas lajes	34
2.4.4	Instabilidade global	34
2.5	SOLUÇÕES ESTRUTURAIS DE CONTRAVENTAMENTO	35
2.5.1	Paredes estruturais	35
2.5.2	Pórticos rígidos	36
2.5.3	<i>Outrigger</i>	36
3	MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE ESTRUTURAL	39
3.1	ETABS	39
3.2	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	40

3.2.1	Tensão e deformação	40
3.2.2	Relação constitutiva isotrópica	42
3.2.3	Definição do material no ETABS	43
3.3	ELEMENTOS.....	44
3.3.1	Elemento para vigas e pilares	44
3.3.2	Elemento para lajes e paredes	49
3.3.3	Elemento <i>link/support</i>	56
3.4	ANÁLISE ESTRUTURAL	57
3.4.1	Análise estática não linear	58
3.4.2	Análise modal	61
3.4.3	Análise sequencial	61
3.5	COMBINAÇÕES DE CARGA	62
4	VERIFICAÇÃO NUMÉRICA	64
4.1	PÓRTICO PLANO	64
4.2	EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS.....	67
4.2.1	Dados do modelo	68
4.2.2	Carregamentos considerados	71
4.2.3	Combinação de ações.....	72
4.2.4	Análise de resultados	72
5	EDIFÍCIO DE LAJES LISAS EM CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO	76
5.1	PROJETO ARQUITETÔNICO.....	76
5.2	PROJETO ESTRUTURAL	79
5.2.1	Geometria e materiais	80
5.2.2	Carregamentos	82
5.2.3	Coefficientes de rigidez.....	82
5.3	VERIFICAÇÃO DA MODELAGEM.....	83
6	ANÁLISE DE RESULTADOS	85
6.1	MODELO DE REFERÊNCIA DE LAJES LISAS	86

6.1.1	Estado limite de serviço	87
6.1.2	Análise modal	89
6.1.3	Estado limite último.....	90
6.2	SITUAÇÃO COM VIGAS DE BORDA.....	91
6.2.1	Estado limite de serviço	92
6.2.2	Estado limite último.....	96
6.2.3	Análise modal	97
6.2.4	Síntese de resultados	98
6.3	VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS LAJES.....	99
6.3.1	Estado limite de serviço	100
6.3.2	Estado limite último.....	102
6.3.3	Análise modal	103
6.3.4	Síntese de resultados	104
6.4	VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS PAREDES DO NÚCLEO RÍGIDO.....	105
6.4.1	Estado limite de serviço	106
6.4.2	Estado limite último.....	109
6.4.3	Análise modal	110
6.4.4	Síntese de resultados	111
6.5	SITUAÇÃO COM <i>OUTRIGGER</i> E <i>BELT-TRUSS</i>	112
6.5.1	Estado limite de serviço	115
6.5.2	Estado limite último.....	119
6.5.3	Análise modal	119
6.5.4	Síntese de resultados	120
6.6	ESTUDO DAS FASES CONSTRUTIVAS	121
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	124
	REFERÊNCIAS	128
	ANEXOS.....	132
	APÊNDICES	135

LISTA DE SIGLAS

CAARC – *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council*

CSI – *Computers and Structures Inc*

CTUBH – *Council on Tall Buildings and Urban Habitat*

ETABS – *Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems*

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

LISTA DE SÍMBOLOS

I – LETRAS ROMANAS

A – área da seção

A_{s2} , A_{s3} – área de cisalhamento transversal nos planos 1-2 e 1-3

E_c – módulo de deformação do concreto

E_1 – módulo elasticidade

F – força

F_d – valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

F_{gk} – ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ – ações indiretas permanentes, como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} – ações variáveis diretas, onde F_{q1k} é a principal e F_{q2k} secundária;

F_x – força na direção do eixo x

F_y – força na direção do eixo y

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

G_{12} – módulo de cisalhamento

I_c – inércia bruta

I_{22} – momento de inércia do eixo 2 para deformação no plano 1-3

I_{33} – momento de inércia do eixo 3 para deformação no plano 1-2

J – constante de torção

L – comprimento total

L_c – comprimento efetivo

m – densidade

M_z – momento em torno do eixo z

M – momento na base

P – força axial

th – espessura de membrana

thb – espessura de flexão

u_1, u_2, u_3 – deslocamentos nas direções 1-2-3

x_1, x_2, x_3 – coordenadas nas direções 1-2-3

w – densidade

II – LETRAS GREGAS

α_1 – coeficiente de dilatação térmica

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ – coeficientes dados na Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023)

$\gamma_{12}, \gamma_{13}, \gamma_{23}$ – distorções de cisalhamento

Δ – deslocamento transversal da extremidade

ΔT – variação de temperatura

$\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}$ – deformações normais

ν_{12} – coeficiente de Poisson

$\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$ – tensões normais

$\sigma_{12}, \sigma_{13}, \sigma_{23}$ – tensões de cisalhamento

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$ – coeficientes dados na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023)

Ψ_1 – fator de redução de combinação frequente para ELS, dado na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023)

Ψ_2 – fator de redução de combinação quase permanente para ELS, dado na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023)

1 INTRODUÇÃO

O sistema de lajes lisas é concebido pelas lajes apoiadas diretamente sobre os pilares, podendo variar para o sistema de laje-cogumelo, quando as lajes estão sobre pilares com capitéis. Este sistema em concreto armado é pertinente para projetos com cargas acidentais baixas ou moderadas. A primeira divulgação em maior escala desta concepção ocorreu na primeira década do século XX, a partir da construção de um depósito em Minneapolis, Estados Unidos. No mesmo período também há registros de outras obras nos Estados Unidos e Europa que não utilizavam vigas para apoiar as lajes em concreto armado (GASPARINI, 2002). No Brasil, o primeiro edifício construído com lajes lisas é o edifício Esther, em São Paulo, finalizado em 1938.

A adoção do sistema de lajes lisas torna-se vantajosa para os edifícios por simplificar formas na fase de execução, por proporcionar melhor aproveitamento de pé direito entre pisos e flexibilidade no projeto de arquitetura de interiores, facilitando instalações e reformas. Entretanto, é preciso considerar os pontos críticos deste sistema, que exige especial atenção na verificação da punção nas ligações laje e pilar, dos deslocamentos transversais nas lajes e da instabilidade global da edificação. Esta última provocada principalmente pelo carregamento lateral nos edifícios de maior altura, sendo um ponto crítico para o sistema de lajes lisas onde a rigidez da edificação é menor se comparada ao sistema convencional com lajes, vigas e pilares.

Tendo em vista o contexto brasileiro de expansão do número de edifícios em construção na última década, é de extrema importância a disponibilidade de pesquisa e material técnico para suporte dos engenheiros projetistas na tomada de decisões. Assim, a questão de análise estrutural global torna-se cada vez mais pertinente nas edificações de lajes lisas, uma vez que este sistema é adotado em edifícios de múltiplos pavimentos sujeitos a cargas laterais tais como a incidência do vento e sismos.

Desta forma, é fundamental a utilização de soluções estruturais para resistir às forças laterais, entre os sistemas de contraventamento existentes, há diversas possibilidades. As paredes estruturais unidas na formação de um núcleo rígido é uma das situações mais comuns nos projetos, uma vez que são alojados escadas, elevadores e demais áreas técnicas. Assim, as paredes geralmente atuam em conjunto com sistemas adicionais, como o caso de pórticos rígidos formados por vigas e pilares organizados ao longo da planta do edifício (TARANATH, 2010).

O sistema de contraventamento de *outrigger* é configurado por elementos rígidos que conectam o núcleo central do edifício às colunas externas ou às paredes periféricas. Assim, há uma maior eficiência na distribuição e transferência das cargas horizontais atuantes para a estrutura principal do edifício, melhorando a estabilidade global e reduzindo as deformações. A quantidade de pavimentos onde o *outrigger* é instalado pode variar, dependendo principalmente da altura do edifício.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é estudar o desempenho estrutural de um edifício de concreto armado com sistema de lajes lisas, diante de alternativas estruturais propostas a um modelo de referência. Os resultados obtidos para análise e comparação são: deslocamento máximo no topo, deslocamento máximo entre pavimentos, modos de vibração, frequências naturais, reações de apoio verticais e momento na base do núcleo rígido. A pesquisa é realizada com a construção de modelos em elementos finitos no *software CSI ETABS Ultimate 19.1.0*, atendendo às recomendações normativas.

Os seguintes objetivos específicos são cumpridos ao longo deste estudo buscando atingir o objetivo principal:

- a) Verificação de pórtico plano e edifício de múltiplos pavimentos no *software* ETABS;
- b) Obtenção de resultados para o Modelo Referência através de análise estática e modal;
- c) Obtenção de resultados para modelos com diferentes alturas de vigas de borda;
- d) Obtenção de resultados para modelos com diferentes espessuras de lajes;
- e) Obtenção de resultados para modelos com variação na espessura das paredes do núcleo rígido;
- f) Obtenção de resultados para modelos com elementos de contraventamento como *outrigger* e *belt-truss*;
- g) Verificação de resultados para análise sequencial construtiva do edifício referência.

1.2 DELINEAMENTO

A pesquisa de mestrado está exposta nesta dissertação em uma estrutura sequencial de sete capítulos. No primeiro capítulo o leitor é contextualizado a respeito do tema, objetivos e etapas a serem cumpridas. É apresentada também a justificativa da pertinência do problema de pesquisa abordado e os trabalhos de pesquisa levantados como relevantes e realizados no Brasil.

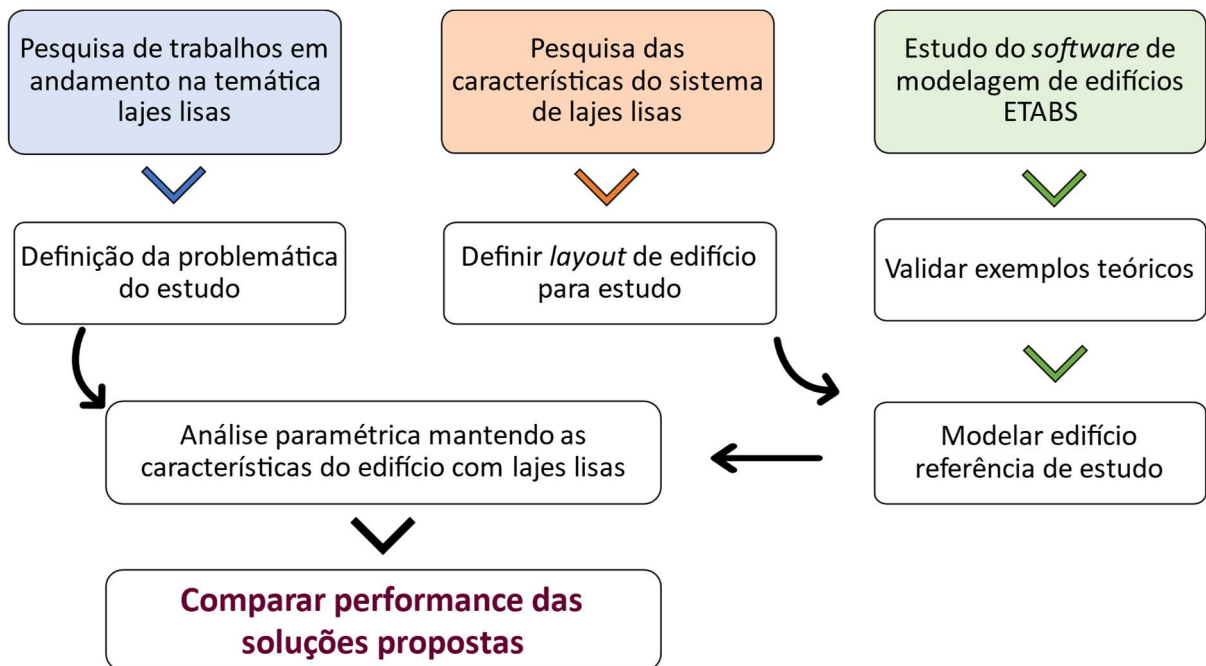
O capítulo de número dois faz uma revisão bibliográfica a respeito das concepções dos sistemas estruturais de lajes lisas, conceitua o sistema a partir de normativa vigente e de estudos realizados. São abordadas suas características, histórico de obras realizadas e soluções estruturais deste sistema.

O terceiro capítulo busca informar sobre o *software* adotado como recurso para o desenvolvimento desta pesquisa: *CSI ETABS Ultimate 19.1.0* e as análises abordadas. São explicadas as noções básicas necessárias para modelagem realizada.

O quarto capítulo explica a reprodução de dois exemplos de referência no ETABS para verificação e entendimento do funcionamento do *software*. Os resultados obtidos no ETABS são comparados com o *software* SAP2000 e com o *Ftool*. O quinto capítulo apresenta o modelo de edifício adotado, com geometria e materiais. O sexto capítulo discute sobre os resultados obtidos em cada estudo realizado: modelo de edifício de lajes lisas com e sem vigas de borda, variação da espessura de laje e, das paredes do núcleo rígido e utilização de diferentes sistemas de contraventamento. Também é avaliada a análise com caso sequencial, onde são simuladas etapas construtivas. Por fim, o capítulo de considerações finais expõe os principais comentários resultantes da pesquisa realizada e sugere pontos para pesquisas futuras.

A Figura 1 apresenta um fluxograma das etapas gerais cumpridas ao longo do trabalho de pesquisa.

Figura 1 – Fluxograma de etapas gerais que compõem o trabalho



fonte: Autora (2023)

1.3 TRABALHOS SOBRE O TEMA NO BRASIL

Este item contempla uma revisão bibliográfica de trabalhos de pesquisa na temática de lajes e avaliação da estabilidade global desenvolvidos no contexto brasileiro desde a década de 80 até o ano atual.

Em seu trabalho de tese, Figueiredo Filho (1989) apresentou o sistema estrutural de lajes sem vigas com o objetivo de contribuir com informações técnicas para o projeto deste sistema. São discutidos os benefícios e pontos que requerem atenção do sistema proposto em relação aos convencionais. Foram realizadas diversas considerações e recomendações de definição da estrutura, dos métodos de cálculo, espessura das lajes, limitação dos deslocamentos transversais, aberturas nas lajes, detalhamento de armaduras e informações construtivas.

Castelo Branco (1989) teve por objetivo realizar em seu trabalho parte das recomendações para elaboração de um manual focado em edifícios de lajes cogumelo. Em sua pesquisa foram desenvolvidos tópicos relativos à punção, utilizando a norma americana vigente na época e processos de cálculo elástico: Método Direto, Processo dos Pórticos Múltiplos e Analogia de Grelha.

Guarda (1995) realizou um comparativo considerando o consumo de aço em lajes cogumelo resultante a partir do cálculo pelo método elástico (utilizando o Processo dos Pórticos Equivalentes) e plástico (Teoria das Charneiras Plásticas). Analisou vantagens e desvantagens limitadas a dois exemplos de estudo e verificou que não há diferença significativa entre os resultados pelo cálculo plástico e elástico.

Silvany (1996) dedicou seu estudo na análise dos deslocamentos transversais das lajes cogumelo através da comparação de resultados obtidos por três diferentes metodologias: processo das vigas cruzadas, processo de Rangan e dos Elementos Finitos. Foi observado que os valores resultantes nos três exemplos desenvolvidos dependem da rigidez considerada, sendo grande a influência do estado de fissuração no deslocamento do elemento de laje.

Henrichs (2003) utilizou métodos computacionais para modelar lajes lisas de concreto armado através da Teoria das Placas, Método dos Elementos Finitos e da Analogia de Grelha. Concentrou esforços na modelagem da ligação do pilar e malha da laje, assim, concluiu com recomendações para modelagem para cada método, indicando os parâmetros a serem observados e vantagens de cada processo.

Küster (2014 b) buscou entender o comportamento estrutural de edifícios em concreto armado que sejam contraventados por núcleos rígidos. Foi verificado que o núcleo rígido tende a colaborar para estabilidade global de um edifício, quando sua posição for simétrica à estrutura ou equilibrada a rigidez dos demais elementos estruturais em planta. Caso contrário, o núcleo provoca torção na edificação, sendo acentuada conforme a esbelteza do edifício.

No mesmo período, Küster (2014 a) alcançou, com sua pesquisa, diretrizes para o entendimento e dimensionamento do sistema de lajes lisas protendidas e dos métodos de dimensionamento, a fim de produzir material para suprir a pequena bibliografia disponível na época. Foi realizado um comparativo de esforços nas lajes, aplicando o Método dos Pórticos Equivalentes, o Método dos Elementos Finitos e Analogia de Grelhas.

Entre as recomendações listadas, destaca-se: evitar posicionamento de pilares de borda nas lajes lisas protendidas, o trecho em balanço gerado pelo recuo dos pilares equilibra a distribuição de momentos, assim, o momento positivo nos vãos internos é menor, gerando economia. Porém, se for o caso de existirem pilares de borda, é interessante ter uma viga de borda para contribuir, evitando punção e deformação, devido à rigidez elevada do elemento de viga. Também foi

mencionado prever cordoalhas de protensão passando por cima dos pilares nas duas direções principais para reforçar o colapso progressivo (KÜSTER, 2014a).

Avilla (2016) estudou a deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos pavimentos com lajes lisas, analisando a importância da consideração da rigidez da laje em sistemas de lajes lisas e a distribuição de esforços no modelo tridimensional. Foram comparados os dois modelos de cálculo do *software* CAD/TQS, Modelo IV e Modelo VI. O Modelo IV utiliza do pórtico pilares e vigas somado a um modelo de laje, neste há somente consideração de cargas verticais sobre a laje. E, o Modelo VI trabalha como pórtico tridimensional de pilares, vigas e lajes. Foi observada que a variação da largura das vigas-faixa interfere diretamente na rigidez da estrutura. A diminuição da largura destas vigas aumentou o deslocamento no topo do edifício em estudo, pois as vigas formam pórticos com os pilares, participando do sistema de contraventamento da estrutura.

Tavares (2018) investigou o comportamento do parâmetro de instabilidade global γ_z para o estudo de caso de um edifício de 28 pavimentos com lajes lisas na cidade de Caruaru/PE, utilizando o *software* Cypedcad. Foi verificado que a solução mais eficiente para diminuição do valor de γ_z foi a implantação de núcleo rígido e aumento do f_{ck} dos pilares de 30 MPa para 50 MPa, não impactando diretamente no quantitativo de materiais. Mesmo a solução apontada com mais adequada não foi eficiente para tornar a estrutura de nós fixos (quando $\gamma_z \leq 1,1$), assim, os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados.

Simão de Oliveira (2018) realizou uma análise de lajes lisas com inserção de aberturas em regiões sugeridas pela normativa americana, ACI 318:14, tendo em vista que a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023) não faz tais recomendações. A análise de resultados ocorreu verificando os momentos fletores e deslocamentos verticais obtidos através de análises comparativas entre métodos de cálculo: Método Direto, Método dos Pórticos Equivalentes e Método dos Elementos Finitos. Foi concluído que as recomendações da norma americana se mostram válidas e aplicáveis para o Projeto de Revisão da ABNT NBR 6118. Entre os comentários do autor, destaca-se que foi verificada uma grande perda de padrão ao inserir uma abertura, avançando o perímetro crítico da laje, na conexão com o pilar, extrapolando os valores de momento fletor e deslocamentos analisados.

Tendo em vista que as ações horizontais são cruciais na análise da estabilidade global de edifícios altos, Guerzoni (2020) realizou um estudo para avaliar a ação do vento em edifícios

altos. Através da comparação da norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988), americana ASCE 7 (2016) e europeia EN 1991-1-4 (CEN, 2005) e literatura técnica, foi verificado que a norma nacional apresentou valores consistentes às demais no cálculo da resposta dinâmica longitudinal às ações do vento no edifício em questão de 60 pavimentos.

Neste trabalho foi realizado também um estudo comparativo entre três sistemas de contraventamento lateral para edifícios altos, sendo eles: pórticos rígidos, pórticos e pilares-paredes e pórticos treliçados. Todos os sistemas mostraram-se seguros e eficientes para resistir à ação do vento. As análises foram feitas no *software* SAP2000, por análise não linear geométrica considerando o efeito P-Delta. Quando comparado o consumo total de concreto, o sistema de pórticos treliçados foi o mais econômico, seguido pelo modelo com pórticos e pilares-paredes, redução de 31% e 15%, respectivamente, em comparação com o modelo de pórticos rígidos (GUERZONI, 2020).

O estudo de Benvegnú (2022) utilizou um projeto real de um edifício de aproximadamente 200 m de altura para investigar os sistemas estruturais viáveis e seus impactos e benefícios associados. Os critérios para a escolha dos sistemas foram sua aplicabilidade em edifícios dessa altura e a compatibilidade com o projeto arquitetônico. As análises foram realizadas no *software* ETABS, usando o método dos elementos finitos. Os resultados revelaram que o uso de *outriggers* reduz os deslocamentos máximos e relativos com um consumo adicional de concreto bastante baixo. Por outro lado, o sistema de simulação tubular apresenta excelentes ganhos nos deslocamentos máximos e relativos, mas com maior consumo de concreto. Além disso, modificações no núcleo podem levar a um grande aumento no consumo de concreto, mas também melhoram os deslocamentos em situações de serviço e aumentam significativamente as frequências naturais principais do edifício. A dissertação Benvegnú (2022) foi pioneira na adoção do *software* ETABS entre as pesquisas desenvolvidas no PPGEC/UFRGS, sendo uma importante referência para desenvolvimento deste estudo.

2 EDIFÍCIOS DE LAJES LISAS

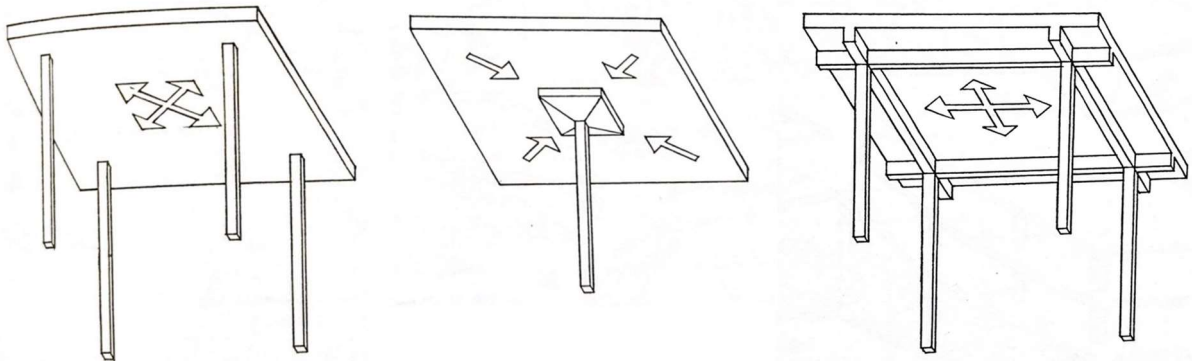
Este capítulo pretende contextualizar o sistema estrutural a ser estudado e rever as recomendações consolidadas para o uso de lajes lisas. São abordados exemplares de obras consideradas relevantes para a difusão da concepção de lajes lisas e suas variações. Também são apresentadas considerações sobre pontos favoráveis e pontos de atenção do sistema, além de pesquisa realizada no país sobre o tema.

2.1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A norma brasileira, referente ao projeto de estruturas em concreto, NBR 6118 (ABNT, 2023), define o sistema de lajes lisas como lajes apoiadas diretamente nos pilares sem capitéis, e, laje-cogumelo, como lajes apoiadas em pilares com capitéis. Em algumas referências, verificaram-se também as denominações lajes sem vigas e lajes planas.

A expressão *sistema convencional* é utilizada para denominar o sistema estrutural mais simples e tradicional presente nas edificações, no qual as lajes se apoiam nas vigas, e estas, nos pilares. A Figura 2 contém, de forma esquemática, a representação do sistema de lajes lisas (à esquerda), lajes cogumelo (no centro), e convencional (à direita).

Figura 2 – Esquema estrutural comparando o comportamento de lajes lisas, lajes cogumelo e lajes do sistema convencional



fonte: adaptado de Ching et al. (2015)

Rowe (1976) refere-se ao sistema composto por laje de concreto de espessura uniforme armada em duas direções e sustentada diretamente por pilares pela expressão “*pancakes supported on pins*”. A metáfora proposta, traduzida por Bahima (2015) como “*panquecas apoiadas em agulhas*”, menciona a planeza dos elementos horizontais em contraste com a linearidade dos elementos verticais, indicando os aspectos visuais e estáticos do sistema.

O uso de lajes lisas de concreto armado é considerado adequado para cargas acidentais baixas ou moderadas. A espessura da laje de concreto varia usualmente entre 12 cm e 30 cm, e é determinada principalmente pelo esforço de punção dos pilares na laje. Como sugestão para o pré-dimensionamento da espessura, considera-se $v\tilde{a}o/30$. Este sistema cumpre vãos relativamente curtos, de 4 m a 9 m (CHING, 2017). No Brasil, a NBR 6118 (ABNT, 2023) define uma espessura mínima de 16 cm para as lajes lisas e 14 cm para lajes cogumelo.

De acordo com Ching et al. (2015), é recomendado que os pilares estejam alinhados em duas direções ortogonais, permitindo uma excentricidade máxima de 10% do vão na direção do deslocamento. Os pilares retangulares devem ter uma dimensão mínima para pré-dimensionamento, equivalente ao dobro da espessura da laje. Além disso, sugere-se que haja uma continuidade de pelo menos dois painéis de lajes em cada direção, com comprimentos sucessivos próximos a $1/3$ do maior vão.

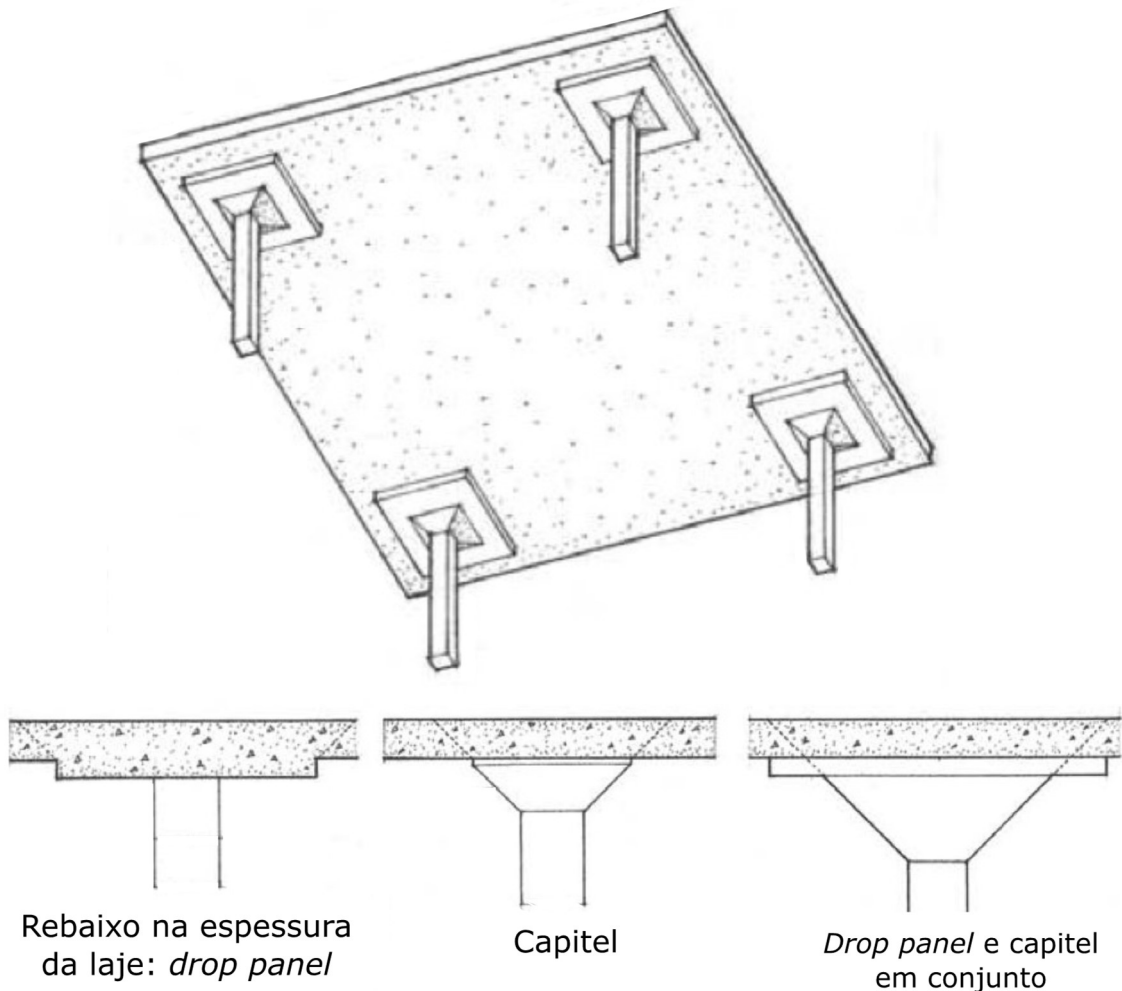
As indicações de Ching et al. (2015) assemelham-se às considerações de Figueiredo Filho (1989), as quais sugerem que, para uma melhor viabilidade econômica, os vãos devem estar entre 5 m e 6 m. Além da utilização de vãos em balanço carregados com a mesma carga das lajes internas para melhorar a distribuição dos momentos, indica-se que o balanço seja de 0,25 a 0,3 vezes o vão interno da primeira laje adjacente ao balanço.

Ainda, o sistema de lajes lisas torna-se mais eficiente quando há continuidade de no mínimo três módulos em ambas as direções, mantendo o comprimento dos vãos sucessivos até um terço do vão mais longo (FIGUEIREDO FILHO, 1989). Neste mesmo sentido, Comas (1994, p. 183) define a organização como “um sistema de lajes paralelas repousando sobre fileiras paralelas de suportes e prologando-se em balanço sem vigas aparentes”.

A laje cogumelo é considerada uma variação da laje lisa, caracterizada pelo acréscimo de um elemento de transição aparente no apoio da laje sobre pilar, podendo ser um rebaixo na espessura (*drop panel*) ou um capitel, ou ambos, como verificado na Figura 3 pela perspectiva

do plano de laje. O elemento de reforço em torno dos pilares aumenta a resistência ao cisalhamento e momentos, propiciando o uso para vãos entre 6 m e 12 m com capacidade para resistir a carregamentos relativamente altos (CHING, 2017).

Figura 3 – Esquema estrutural de laje cogumelo e cortes de seção para visualização de *drop panel*, capitel e uso de ambos os sistemas



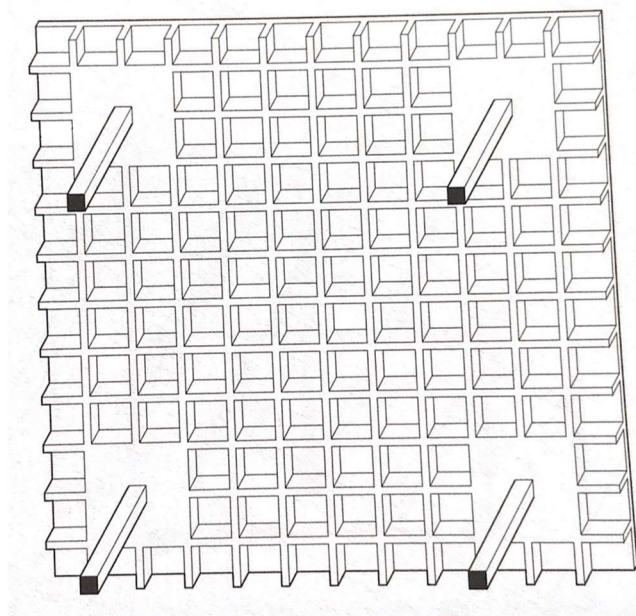
fonte: adaptado de Ching (2017)

A espessura típica da laje cogumelo está na faixa entre 15 cm e 30 cm, tendo como regra prática para pré-dimensionamento a relação vão/25 (CHING et al., 2015). As áreas de enchimento pelo reforço no topo dos pilares tornam obrigatórios os balanços em relação aos apoios, vencendo pelo menos a área do capitel ou *drop panel*. O capitel também pode ser invertido, permanecendo embutido na espessura de laje.

Quando o objetivo é manter a aparência de uma laje lisa, é possível inverter o posicionamento das vigas, inclusive, mantendo altura de viga semelhante à altura da laje. Este tipo de concepção apresenta vantagens em relação à carga lateral, pois são formados pórticos com os pilares. Entretanto, estas configurações, apresentam limitações em relação aos vãos, que se situam entre 4,5 m e 9 m para cargas médias a pesadas (CHING et al., 2015).

Outra variação para preservar o aspecto externo de laje lisa, é adoção de laje nervurada, ou laje *waffle*. Este sistema é composto por laje de concreto bidirecional armada por nervuras em duas direções. O centro das nervuras é preenchido por cubas ou gabaritos, criando módulos retangulares, como observado no esquema da Figura 4. Internamente, os vãos deixados pelas cubas ficam aparentes na face inferior da laje. Este sistema é capaz de resistir a maiores cargas, e se mostra adequado para vãos entre 7 m e 16 m, sendo possível ampliar esta distância com o uso de protensão. Como sugestão prática para o pré-dimensionamento da laje nervurada, utiliza-se vão/24 (CHING, 2017; CHING et al., 2015).

Figura 4 – Esquema estrutural de laje nervurada apoiada sobre quatro pilares com área maciça



fonte: adaptado de Ching et al. (2015)

Observam-se áreas maciças nos pilares formadas pela retirada das cubas ou gabaritos, formando capitéis na zona de apoio da laje sobre o pilar. O sistema trabalha de forma mais eficaz com os

vãos no formato quadrado. As lajes nervuradas podem ter balanços eficientes em duas direções equivalentes a 1/3 do vão principal. Em situações em que não há balanço, uma espécie de viga faixa é formada na borda da laje pela retirada das cubas (CHING, 2017).

Com a intenção de vencer vãos maiores, também há lajes lisas protendidas, que viabilizam a redução dos deslocamentos transversais no centro do vão. Este tipo de laje permite vãos de 12 m a 15 m com sobrecargas maiores, sem necessidade de lajes muito espessas (CARVALHO; PINHEIRO, 2013). O problema da punção também é resolvido pela redução significativa da força cortante devido à componente vertical da força de protensão. O desenvolvimento do concreto protendido torna este sistema mais competitivo e atrativo, entretanto ainda está ligado à viabilidade técnica e econômica disponível.

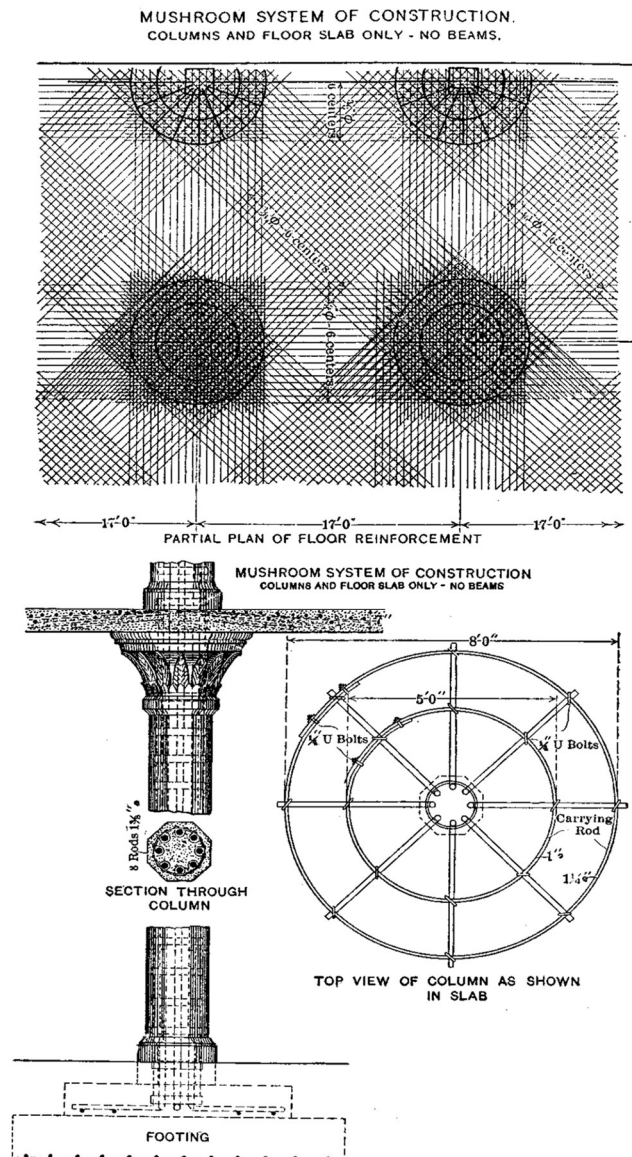
2.2 BREVE HISTÓRICO DE OBRAS

Este item resgata as origens do sistema de lajes lisas a nível global, e posteriormente, no Brasil. É comentada a pertinência deste sistema, estudado até os dias atuais como relevante referência arquitetônica.

2.2.1 Origens

Não é consenso a quem deve-se creditar o pioneirismo no desenvolvimento do sistema de lajes lisas. Há registros de ocorrência de obras tanto nos Estados Unidos quanto na Europa no início do século XX. Em 1906, o engenheiro C. A. Turner seria o responsável pela divulgação em maior escala do sistema de lajes lisas com o uso de capitel com a construção do edifício Johnson-Bovey Building, em Minneapolis (EUA). A estrutura de cinco pavimentos que abrigava um depósito continha vãos aproximados de 5 m x 4,5 m e espessura da laje em cerca de 20 cm. A Figura 5 apresenta o detalhe de concepção do sistema cogumelo similar ao utilizado por Turner em seu primeiro edifício (GASPARINI, 2002).

Figura 5 – Concepção estrutural de laje cogumelo publicada pelo engenheiro C. A. Turner em 1905



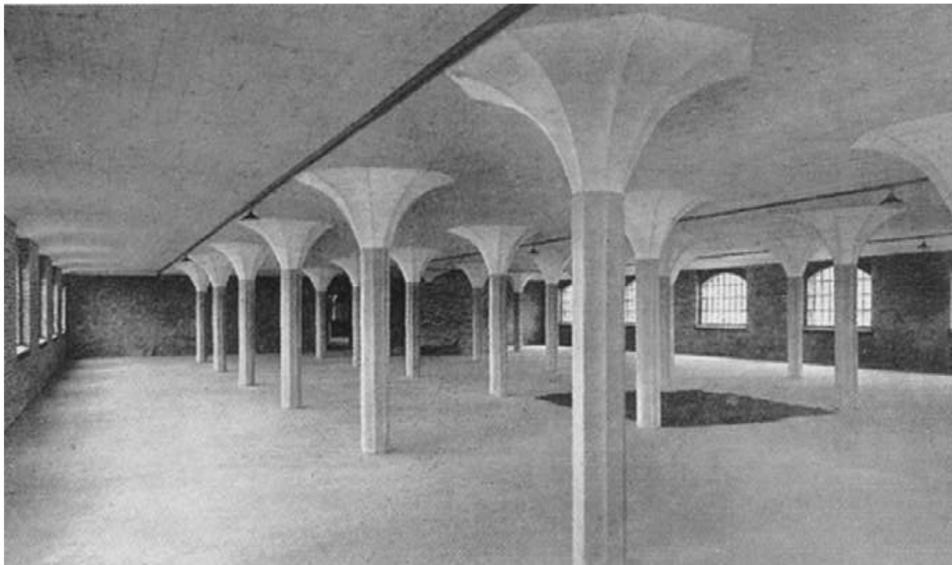
fonte: Gasparini (2002)

Gasparini (2002) relata em seu estudo que a permissão para construção do edifício foi concedida pelo órgão competente (*building department*) com a condição de realização de teste de cargas na laje, para verificar a deformação máxima no centro do vão. O resultado do teste ocorreu de forma satisfatória, sendo assim, o novo sistema estrutural foi publicado em revistas e periódicos, a repercussão foi de forma polêmica, provocando grandes discussões na época. As opiniões

divergentes atraíram curiosidade, contribuindo para disseminação de informação sobre o novo sistema de laje sem uso de vigas.

Entre os demais percussores do sistema, tem-se informação do engenheiro George M. Hill pela execução de obras com lajes lisas em diferentes regiões dos Estados Unidos entre 1899 e 1901. Na Rússia, do engenheiro A. F. Loleyt pelo projeto e execução em 1908 de um edifício de quatro pavimentos para uso como depósito de produtos em Moscou. E, na Suíça, do engenheiro Robert Maillart, que em 1909 patenteou um sistema de lajes lisas apoiadas sobre pilares com enchimento no topo em formato de cogumelos. Em 1910, Maillart projetou o Armazém Geisshübel, em Zurique, conforme Figura 6.

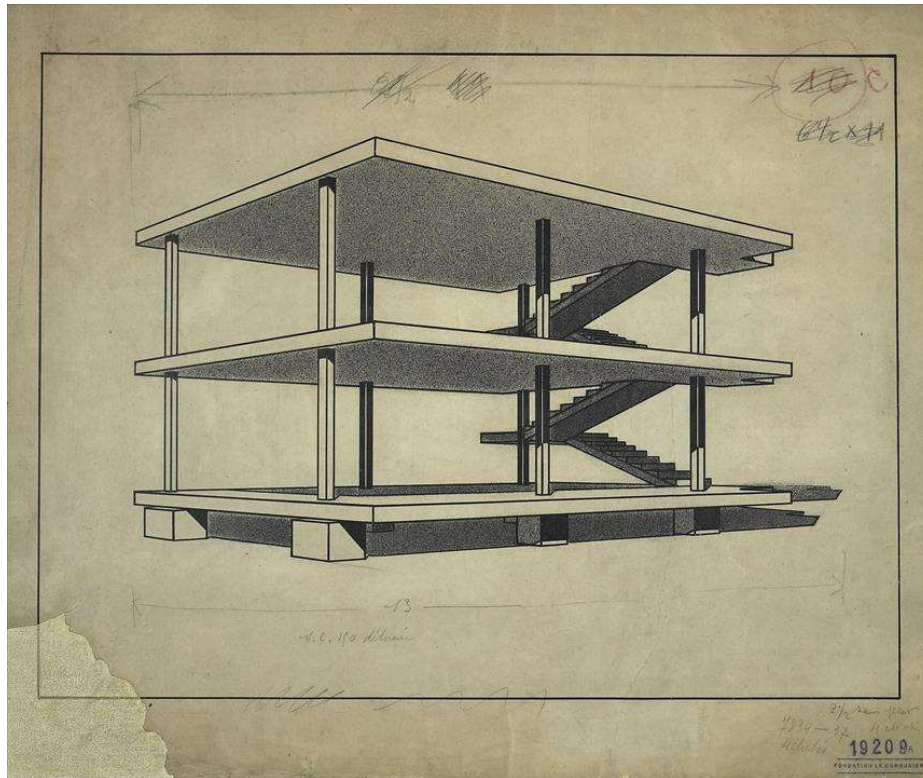
Figura 6 – Vista interna do Armazém Geisshübel, projeto de Robert Maillart em Zurique, 1910



fonte: Tectónica apud Palermo (2006)

2.2.2 Construção em massa

Entre os anos de 1914 a 1917, no contexto do período de guerra, o arquiteto francês de Le Corbusier desenvolveu uma metodologia de módulos residenciais para aplicação de construção em massa nomeada de Sistema *Dom-ino*. Cada módulo é formado por seis blocos de fundação que apoiam seis pilares, que recebem três pavimentos de lajes lisas com nervuras e uma escada entre os andares, conforme ilustrado por esquema na Figura 7 (BAHIMA, 2015).

Figura 7 – Perspectiva do Sistema *Dom-ino*, 1914

fonte: Maison Dom-ino (1914)

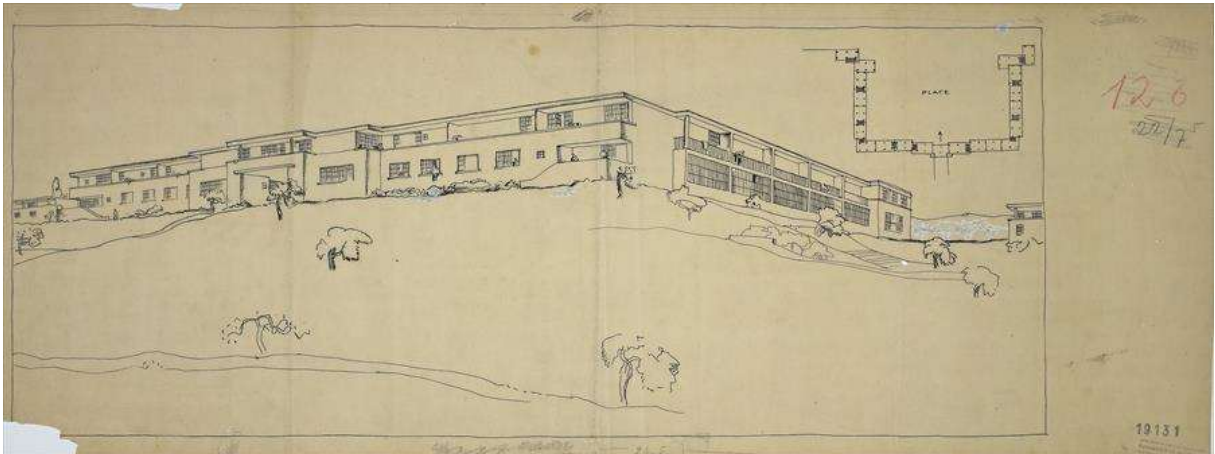
Os pilares possuem seção quadrada de lado 15 cm, as lajes espessura aproximada de 30 cm, com desnível de 3 m entrepisos. A planta mede basicamente 10,8 m x 6,6 m. Este Sistema é amplamente estudado e tomado como referência na Arquitetura Moderna, visto que propõe uma ordem racional entre seus elementos, proporcionando economia, rapidez e agilidade na execução. O rigor e precisão na construção, e principalmente, a universalidade do Sistema *Dom-ino* contribuem para sua relevância.

A *Maison Dom-ino*, de 1915, foi o primeiro projeto de Le Corbusier com proposta de planta livre, onde as compartimentações e paredes internas se comportavam de forma independente da estrutura em concreto armado. Isto possibilitava mais de um tipo de organização interna para a casa, que podia ser adaptada conforme o uso. O arquiteto previu também que os pilares não aparecessem no espaço da planta, ficando ocultos por armários e paredes.

Na época, o projeto da casa *Maison Dom-ino* e do Sistema *Dom-ino* foram expostos em conjunto e ofertados a governantes de alguns países Europeus como solução para construção em massa. A Figura 8 mostra, em perspectiva, o condomínio horizontal projetado pelo arquiteto Le

Corbusier, que é formado por diversas unidades da Maison Dom-ino conectadas, como observado na planta baixa no canto superior direito da imagem (PALERMO, 2006).

Figura 8 – Condomínio horizontal formado por unidades da Maison Dom-ino

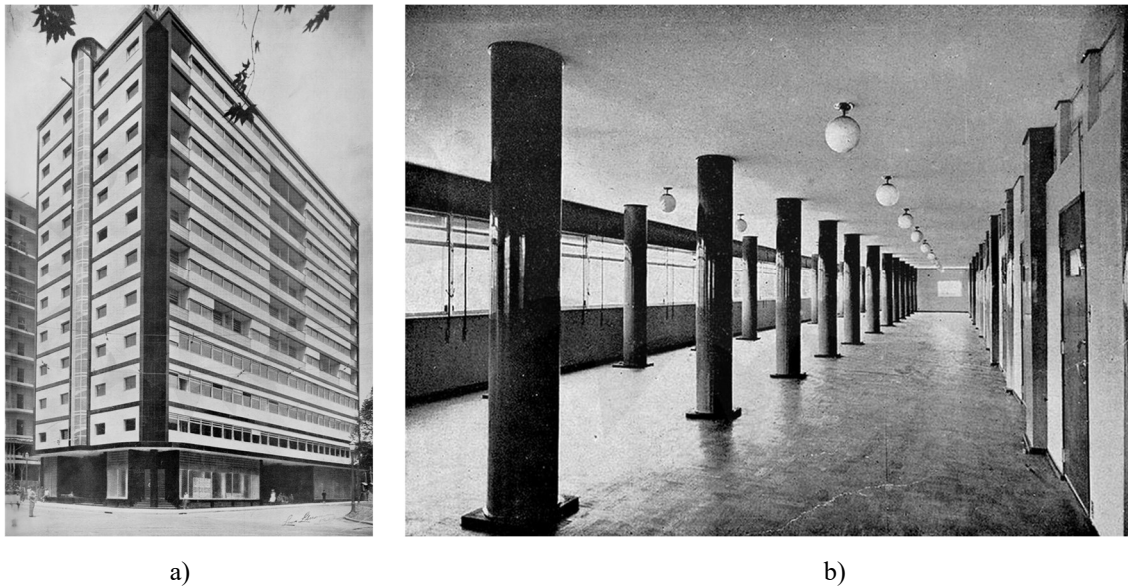


fonte: Maison Dom-Ino (1914)

2.2.3 Em território nacional

No Brasil, o primeiro edifício construído com lajes planas foi o Edifício Esther, localizado na Praça da República, centro de São Paulo. A obra do arquiteto e engenheiro Álvaro Vital Brazil foi construída entre 1936 e 1938. O sistema estrutural para o edifício de dez pavimentos de uso misto, formado por lojas no térreo, escritórios até o terceiro pavimento e apartamentos nos andares superiores, consiste na inversão das vigas, que possuem altura menor, logo vencem vãos menores (BAHIMA, 2015). A Figura 9 apresenta a fachada externa e vista interna do edifício, onde visualizam-se também os eixos de pilares, indicando que o vão entre eles é relativamente curto.

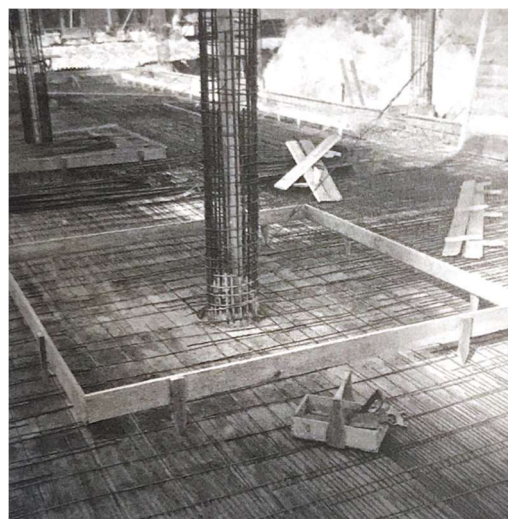
Figura 9 – Fachada do Edifício Esther (a) e vista interna do pavimento com fachada ao fundo (b)



fonte: Edifício Esther (2022)

Entre 1936 e 1945 era construído no centro da cidade do Rio de Janeiro o Palácio Gustavo Capanema, edifício do Ministério de Educação e Saúde Pública (MESP), com projeto do arquiteto Lúcio Costa e do engenheiro Emílio Baumgart. Foi utilizado o sistema de capitel invertido nas lajes, como visto na Figura 10, da época da execução.

Figura 10 – Formas e armaduras da laje com capitel embutido em volta dos pilares do edifício do MESP



fonte: Segre (2013)

O edifício é composto por uma torre de quinze pavimentos, com pilares redondos com diâmetro de 1 m, divididos em três eixos longitudinais. E um volume horizontal de dois pavimentos, com pilares também redondos com diâmetro 70 cm distribuídos em quatro eixos longitudinais, como observado na Figura 11.

Figura 11 – Fachada externa do Palácio Gustavo Capanema, edifício do MES com a barra vertical e barra horizontal



fonte: Kon (2022)

Também da mesma época, com construção entre 1936 e 1939, o Edifício da Associação Brasileira de Imprensa (ABI) é exemplo pioneiro na adoção do sistema de lajes nervuradas. Com projeto dos arquitetos Marcelo e Milton Roberto e do engenheiro Emílio Baumgart, a estrutura de 10 pavimentos tem malha de pilares com modulação regular de 7 m x 7 m, recuados da fachada composta por brises de concreto, conforme Figura 12.

Figura 12 – Fachada Edifício da ABI (a) e vista interna da fachada com pilares recuados e brises em concreto na fachada



a)



b)

fonte: ABI (2013)

2.3 VANTAGENS

Para nortear a tomada de decisões de projetos de edificações, é preciso ter conhecimento das características do sistema estrutural a ser adotado, onde há vantagens e os pontos que devem receber especial atenção para que não se tornem problemáticos no desempenho da edificação. Tendo isso em vista, este item busca discutir os principais pontos positivos do sistema de lajes lisas em comparação com o sistema convencional.

2.3.1 Simplificação para redução de custos

O fato de não haver vigas facilita a montagem de formas do pavimento. Como a laje possui um plano contínuo e sem obstáculos, há uma redução na perda de material durante o processo de

montagem e desmontagem, aumentando a vida útil do material. Assim como há redução no consumo de material, a incidência de mão de obra no ciclo de montagem, concretagem e desforma do pavimento também é reduzida, gerando uma economia para execução (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

Acompanhando a redução no consumo de material de formas, as etapas de corte, dobra e montagem de armadura de vigas são eliminadas, reduzindo uma etapa no cronograma de obra. Na execução de lajes lisas, é preciso considerar o posicionamento de armadura de punção nos pilares, de acordo com Simão de Oliveira (2018). Esta execução é simplificada juntamente com o restante do plano de laje, colaborando para uma maior garantia do correto posicionamento de armaduras, pois são tarefas mais simples e repetitivas.

Os poucos recortes, apenas nos pilares e aberturas na laje, e ausência de pontos de ligação laje com viga e pilar, onde pode ocorrer uma maior taxa de armadura, diminuindo o espaço para lançamento de concreto e adensamento são características que facilitam a concretagem de lajes lisas. Por vezes, há uma maior qualidade no acabamento das peças em concreto armado, diminuindo, ou até dispensando o uso de revestimentos internos e externos (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

Figueiredo Filho et al. (1995) ressaltam que para o sistema de lajes sem vigas manter-se vantajoso, considerando apenas o custo de execução da estrutura, é importante que se conserve no projeto vãos regulares de comprimento até 5 m, com malha ortogonal de pilares, formando lajes retangulares e balanços. Balanços que têm por função a distribuição de esforços e a resistência à punção dos pilares externos.

2.3.2 Valor econômico da edificação

Quando não há a altura da viga para ser considerada no pé direito total do pavimento, é possível reduzir nível entre pavimentos, assim, tem-se um melhor aproveitamento da altura total e do número de pavimentos disponíveis no edifício. Esta é uma importante vantagem econômica, considerando áreas urbanas com restrição de altura das edificações.

A flexibilidade do pavimento com lajes lisas confere ao edifício autonomia no projeto arquitetônico interno, permitindo diferentes tipos de *layout*, pois não há uma malha de vigas a delimitar ambientes e indicar posição de paredes. Isto facilita também a realização de reformas ao longo do tempo que permitem adaptação a novos usos e conferem ao edifício vitalidade e

contemporaneidade. Menciona-se também a simplificação e versatilidade das instalações prediais em edifícios com lajes lisas, onde a passagem de dutos e tubulações é facilitada pela diminuição do número de curvas e limitações de projetos em comparação com edifícios convencionais com vigas.

2.3.3 Independência de sistemas

Edificações de lajes lisas permitem uma clara independência entre o sistema estrutural, vedação interna e externa, esquadrias e instalações prediais, como previsto desde o Sistema *Dom-ino* mencionado no item 2.2.2 (COMAS, 1989).

Para além dos ambientes internos, o edifício de lajes lisas permite a execução de fachadas de maneira livre, explorando os sistemas de vedações e esquadrias sem limitações causadas pelas vigas. Um recurso utilizado neste tipo de edificação é a demarcação do plano horizontal da laje, muitas vezes em balanço, em contraste com esquadrias de vidro.

2.4 PONTOS CRÍTICOS

Como contraponto aos atributos do uso de lajes lisas, este item busca elucidar os pontos críticos que requerem atenção e solução adequada no projeto e análise estrutural deste sistema.

2.4.1 Punção

O principal ponto de atenção no projeto e dimensionamento de lajes lisas é a punção, caracterizada pelo modo de ruptura ao redor do pilar que ocorre pelo esforço de cisalhamento por cargas localizadas em elementos delgados. A complexa distribuição de tensões em uma área relativamente pequena, próxima ao pilar, pode levar à ruptura sem aviso prévio se não considerada de forma adequada. Para evitar este efeito, é detalhada armadura específica a ser instalada na conexão da laje com pilar (SOUZA, 2008).

Outras maneiras de garantir segurança em relação à punção são prever uma espessura maior da laje na região dos pilares – procedimento de projeto conhecido pela expressão em inglês *drop panel* – ou adotar capitel – elemento construtivo que a superfície de contato do pilar com a laje, o que minimiza o acúmulo de tensões de cisalhamento na região. Ambas as alternativas podem ser utilizadas em conjunto, conforme necessidade de vão e de carga prevista para a laje. A

inclusão destes elementos, contudo, gera uma desvantagem de consumo de material e mão de obra, indo contra às vantagens expostas nos itens anteriores.

2.4.2 Deslocamentos transversais

Ferreira (2005) pontua que o deslocamento vertical de lajes lisas é maior se comparado ao sistema convencional de lajes e vigas, considerando as mesmas dimensões e vão. Por ser mais sensível a deslocamentos, a estrutura se torna mais propícia a algumas patologias. Podendo afetar os sistemas de paredes de vedação com fissuras e trincas por sobrecarga; de esquadrias, com prejuízo de funcionamento, e; vibrações excessivas no piso, gerando desconforto aos usuários.

Küster (2014a) sugere que sejam previstos capitéis pontualmente para resolver a deformação excessiva em algum vão específico. Além de trabalhar para evitar a punção, os capitéis aumentam a rigidez da laje na região, provocando uma menor deformação. Esta solução evita a necessidade de aumento de espessura da laje do pavimento inteiro devido a um único trecho. A questão do peso próprio em lajes lisas maciças em concreto armado também pode ser tornar uma limitação de projeto.

2.4.3 Aberturas nas lajes

O sistema de lajes lisas se mostra mais sensível à possibilidade de aberturas nas lajes devido à descontinuidade na transmissão de esforços entre laje a pilar que pode ser provocada por recortes no plano. Na pesquisa de Simão de Oliveira (2018) são sugeridas as recomendações da norma americana ACI 318:14, que determina áreas que limitam as aberturas, com maiores restrições nas zonas próximas aos pilares. Não há recomendações específicas para aberturas em lajes lisas e cogumelo na norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023), apenas para lajes do sistema convencional.

Deve-se evitar ao máximo *shafts* em volta dos pilares, principalmente naqueles que mais recebem carga (KÜSTER, 2014a). Assim, a posição de colunas verticais referentes às instalações prediais deve ser estudada com cuidado.

2.4.4 Instabilidade global

Edificações de lajes lisas possuem menor rigidez para resistir às ações laterais se comparadas com os sistemas convencionais, justamente por ser um sistema estrutural com função principal

de receber cargas verticais. Em edifícios altos, esta questão se torna mais crítica pois os carregamentos laterais tomam proporções significativas.

Desta forma, é necessário haver um sistema estrutural apto a resistir às cargas laterais, como ocorre na vinculação das lajes em paredes estruturais e núcleos rígidos. Demais alternativas estudadas são a adoção de vigas faixa para criação de pórtico com os pilares – o que aumenta a rigidez da estrutura – e a inclusão de viga de contorno na borda do pavimento para resistir a incidência da carga lateral de forma mais efetiva.

2.5 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS DE CONTRAVENTAMENTO

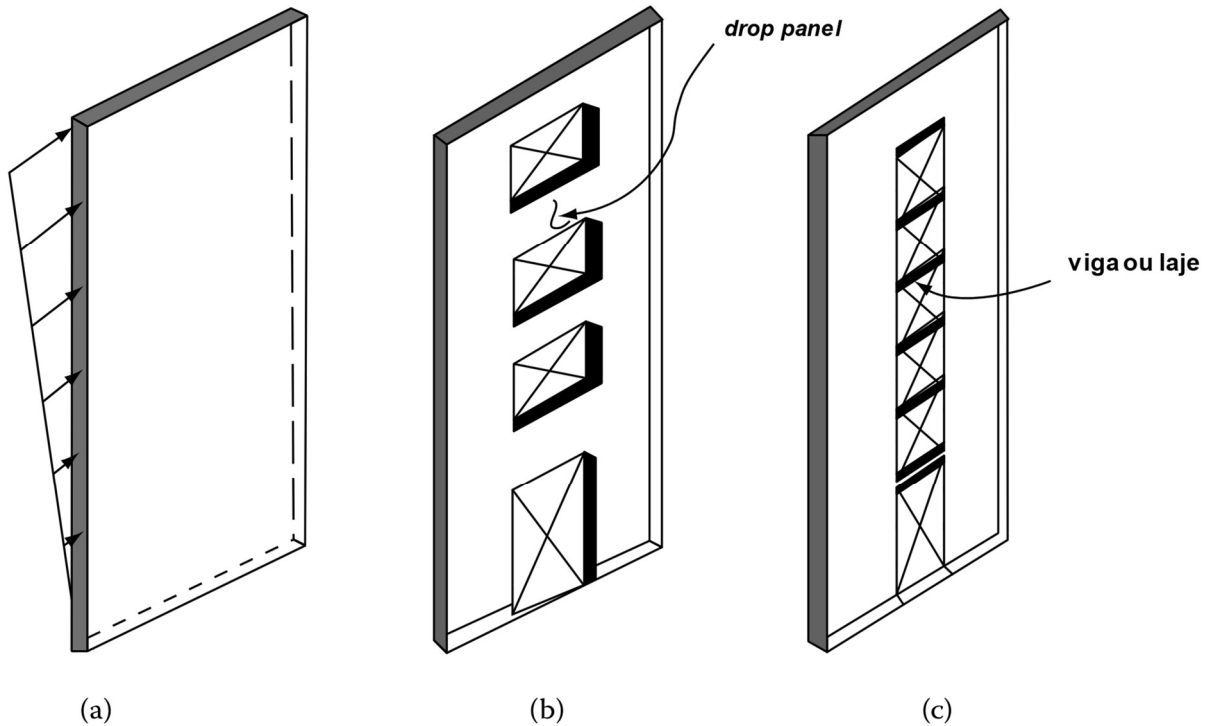
Tendo em vista o comportamento estrutural de edifícios de lajes lisas, é fundamental a utilização de soluções estruturais para resistir às forças laterais, oriundas da ação do vento e de sismos. Diferentes alternativas podem ser adotadas como elementos de contraventamento, que podem atuar de forma individual ou em conjunto.

2.5.1 Paredes estruturais

O uso de paredes estruturais internas, formando um núcleo rígido como mecanismo de resistência à carga lateral, é uma das situações mais comuns em projetos, uma vez que este núcleo é utilizado para acomodação de equipamentos como escadas e elevadores. As paredes fornecem resistência e rigidez para resistir a momento e cortante.

As paredes do núcleo rígido podem estar unidas por elementos de vigas, posicionados de forma regular, criando uma configuração acoplada a partir das aberturas de portas e janelas, por exemplo. Este sistema é bastante eficiente, principalmente quando necessário resposta dúctil e dissipação de energia. Figura 13 apresenta um esquema com os mecanismos de resistência para uma parede estrutural simples (a) e acopladas (b) e (c). As vigas que realizam a união entre os segmentos de parede estão sujeitas a altas solicitações de cisalhamento e comportamento dúctil, assim, para resistir a tais considerações, é recomendado o detalhamento de armaduras com reforço diagonal (TARANATH, 2010).

Figura 13 – Esquema de parede estrutural simples (a) e paredes estruturais acopladas (b) e (c)



fonte: adaptado de Taranath (2010)

2.5.2 Pórticos rígidos

O sistema de pórticos rígidos consiste em vigas e pilares dispostos ao redor do perímetro do edifício. Nesta configuração, a resistência à carga lateral é fornecida pela interação das vigas e dos pilares, os quais são projetados com conexões rígidas. Os pórticos resistentes a momentos podem ser usados na combinação com as paredes de concreto, fornecendo um sistema duplo, onde ambos recebem as solicitações de carga lateral enquanto resistem à carga vertical conforme atuação (TARANATH, 2010).

2.5.3 *Outrigger*

O *outrigger* é composto por elementos rígidos que conectam o núcleo central do edifício às colunas externas ou às paredes periféricas, criando um sistema de contraventamento conectado à estrutura principal do edifício. Desta forma, as cargas horizontais incidentes são distribuídas e transferidas para o sistema estrutural de forma mais eficiente, reduzindo as deformações e melhorando a estabilidade do edifício. O *outrigger* pode ser instalado em um ou mais pavimentos, a depender principalmente da altura de cada edifício. A posição ideal de instalação

ao longo da torre é tema de estudo, como para Parfitt, et al. (2023), que indicam em sua revisão que a posição de *outrigger* em um pavimento seja entre 0,45 e 0,6 da altura total do edifício.

Com função similar, o sistema *belt-truss* tem barras diagonais dispostas ao redor da periferia do pavimento, formando uma espécie de cinturão (*belt*) de contraventamento para resistência às cargas laterais. Estes elementos geralmente se tornam aparentes na fachada do edifício, assim, o padrão de distribuição e posição das barras diagonais acaba sendo incorporado à arquitetura. Como exemplo desta aplicação, a Figura 14 apresenta a fachada do edifício First Wisconsin Center, em Milwaukee/EUA, executada com elementos em aço. A obra finalizada em 1973 é conhecida por ser uma das primeiras aplicações deste sistema (CHOI et al., 2012).

Figura 14 – Fachada do edifício First Wisconsin Center, em Milwaukee/EUA com o sistema *belt-truss*



fonte: Marshall Gerometta/CTBUH apud Choi et al. (2012)

Tanto o uso de *outrigger*, como de *belt-truss* são soluções comuns em edifícios altos, onde a estabilidade estrutural é essencial para garantir a segurança e o bom desempenho da estrutura. Estes sistemas aumentam a rigidez global do edifício, sendo eficientes mesmo quando a geometria do edifício é complexa, como estudado por Moon (2016).

A seleção do sistema de resistência depende de diversos fatores, como altura do edifício, cargas atuantes, geometria da estrutura e requisitos de projeto e execução. Cada sistema possui suas vantagens e limitações e a escolha adequada deve ser feita levando em consideração as características específicas do projeto.

3 MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE ESTRUTURAL

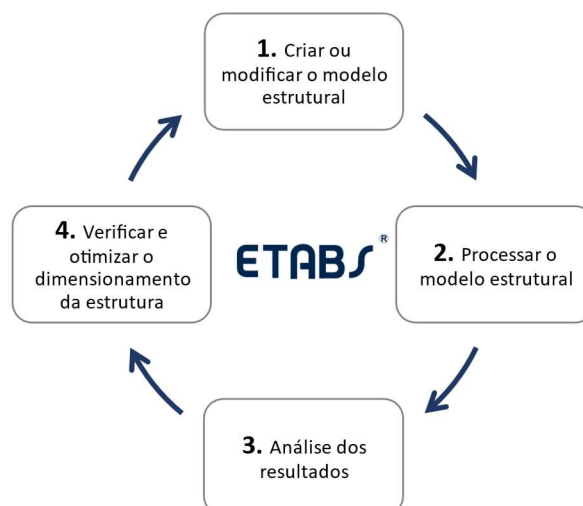
Neste capítulo será apresentado o *software* ETABS, recurso utilizado pela pesquisa para modelagem numérica e análise estrutural. As informações apresentadas na sequência têm como fonte o Manual de Referência de Análise da CSI (CSI, 2017), disponível ao usuário pela aba de ajuda do *software*.

3.1 ETABS

O *software* ETABS (*Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems*) faz parte do pacote de *softwares* desenvolvidos pela *Computers and Structures Inc.* (CSI) para análise e dimensionamento estrutural. A mesma empresa também desenvolve outros programas de análise estrutural, como o SAP2000, SAFE e CSiBridge, cada um com funcionalidades específicas, sendo o ETABS desenvolvido para estruturas de edifícios.

Apesar de cumprirem objetivos diferentes, os programas mencionados possuem em comum o mesmo mecanismo de análise, citado pelo manual como SAPfire e descrito como a versão mais recente e otimizada da série SAP de programas de análise estrutural. A Figura 15 apresenta de modo geral o ciclo de etapas para análise e dimensionamento de estruturas, conforme a metodologia incluída no ETABS.

Figura 15 – Etapas de análise e dimensionamento de edifícios no ETABS



fonte: adaptado de CSI (2017)

As etapas são representadas de maneira circular, pois são parte de um processo iterativo que requer vários ciclos até sua conclusão. Cada ciclo segue uma sequência de quatro passos que inicia com a criação ou modificação do modelo, onde se define a geometria, os materiais e suas propriedades, cargas e parâmetros de configurações para a análise estrutural. A segunda etapa consiste em processar o modelo estrutural e obter os deslocamentos nodais, tensões e esforços internos nos elementos. Na próxima etapa, o usuário deve fazer a análise dos resultados obtidos, verificando se não há erros e inconsistências. O último passo do ciclo consiste em fazer as verificações e otimizações estruturais de modo a melhorar o desempenho da estrutura.

3.2 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

O ETABS possui relações constitutivas genéricas que são definidas através de parâmetros mecânicos, como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e curva tensão-deformação, atribuídas a um dado material. Além dessas relações genéricas, possui também relações já configuradas para materiais específicos, como por exemplo, o concreto.

Nestes materiais específicos é possível configurar parâmetros próprios envolvendo a não-linearidade do material (plasticidade, fissuração) e dependência do tempo (fluência). A relação constitutiva também admite o efeito da variação da temperatura através do coeficiente de dilatação térmica.

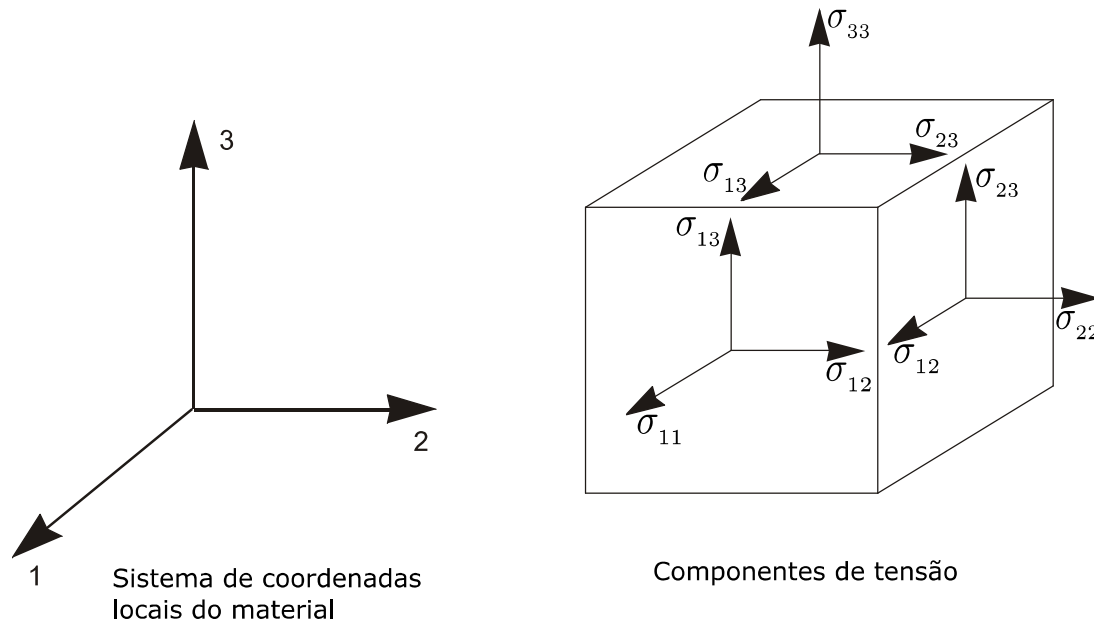
Cada material tem seu sistema próprio de coordenadas locais em que as propriedades são definidas. Portanto, há também a possibilidade de considerar uma relação constitutiva diferente da isotrópica, como por exemplo, ortotrópica, dependendo do tipo de elemento utilizado. Para o presente trabalho, os materiais definidos utilizarão uma relação constitutiva isotrópica e isotérmica, em que não há variação de temperatura e as propriedades dos materiais independem do sistema de coordenadas local.

3.2.1 Tensão e deformação

As tensões são definidas como forças atuantes por unidade de área de um elemento infinitesimal cúbico alinhado com o sistema de coordenadas local do material. As tensões normais σ_{11} , σ_{22} e σ_{33} tendem a provocar mudanças de comprimento, enquanto as componentes σ_{12} , σ_{13} e σ_{23} são tensões de cisalhamento e provocam distorções do elemento. Na Figura 16, à direita, estão

representadas as componentes de tensão, ϵ , à esquerda, o sistema local de eixos 1-2-3 do material.

Figura 16 – Sistema local de eixos e componentes de tensão do material no ETABS



fonte: adaptado de CSI (2017)

As deformações normais ϵ_{11} , ϵ_{22} e ϵ_{33} determinam a mudança de comprimento ao longo dos eixos locais do material. São definidas pelas equações 1, 2 e 3 para cada direção do sistema local.

$$\epsilon_{11} = \frac{du_1}{dx_1} \quad (1)$$

$$\epsilon_{22} = \frac{du_2}{dx_2} \quad (2)$$

$$\epsilon_{33} = \frac{du_3}{dx_3} \quad (3)$$

Sendo,

u_1 , u_2 e u_3 os deslocamentos nas direções 1-2-3 do material, respectivamente;

x_1 , x_2 e x_3 as coordenadas nas direções 1-2-3 do material, respectivamente.

As distorções de cisalhamento γ_{12} , γ_{13} e γ_{23} definem a mudança de ângulo nos planos locais dos eixos 1-2, 1-3 e 2-3 do material. Descritas pelas equações 4, 5 e 6. Como se pode notar, pela relação de compatibilidade entre deslocamentos e deformações, o ETABS admite a hipótese das pequenas deformações.

$$\gamma_{12} = \frac{du_1}{dx_2} + \frac{du_2}{dx_1} \quad (4)$$

$$\gamma_{13} = \frac{du_1}{dx_3} + \frac{du_3}{dx_1} \quad (5)$$

$$\gamma_{23} = \frac{du_2}{dx_3} + \frac{du_3}{dx_2} \quad (6)$$

3.2.2 Relação constitutiva isotrópica

O comportamento isotrópico independe da direção do carregamento ou orientação do material, sendo geralmente assumido para materiais como aço e concreto. Abaixo, descrito pela equação 7 a relação constitutiva elástica geral, considerando o efeito dilatante da variação da temperatura.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{12}} & 0 & 0 \\ & sim. & & & \frac{1}{G_{12}} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{21} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_1 \\ \alpha_1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Delta T \quad (7)$$

Sendo,

E_1 , módulo de elasticidade longitudinal;

ν_{12} , coeficiente de Poisson;

G_{12} , módulo de cisalhamento;

α_1 , coeficiente de dilatação térmica;

ΔT , variação de temperatura.

O módulo de cisalhamento não é especificado como dado de entrada, sendo determinado pelo módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, conforme descrito na equação 8.

$$G_{12} = \frac{E_1}{2(1+\nu_{12})} \quad (8)$$

3.2.3 Definição do material no ETABS

A inclusão ou modificação de um material no *software* ocorre pela interface de dados de propriedade de material, apresentada na Figura 17. Neste exemplo foi inserido o nome “f_{ck} 60 MPa” para denominar o concreto de resistência 60 MPa. É então definido pelo usuário o tipo de material entre uma lista de materiais classificados. No exemplo foi determinado concreto, e isotrópico para o campo do tipo de simetria direcional.

Figura 17 – Interface de entrada de dados para material no ETABS

fonte: Autora (2022)

O próximo passo é indicar o peso específico ou a densidade do material, a ser utilizado para calcular o peso próprio da estrutura, e a matriz de massa para análises dinâmicas. Na sequência, especificam-se as propriedades mecânicas básicas, como o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e o coeficiente de dilatação térmica. O módulo de elasticidade transversal é calculado conforme a Equação 8.

As opções seguintes referem-se a dados para o dimensionamento e projeto, não sendo consideradas na solução do modelo estrutural. Na sequência, têm-se as propriedades avançadas específicas do tipo de material concreto: propriedades não-lineares, de amortecimento e dependentes do tempo. Essas propriedades, para esse tipo de material, foram mantidas padrões.

3.3 ELEMENTOS

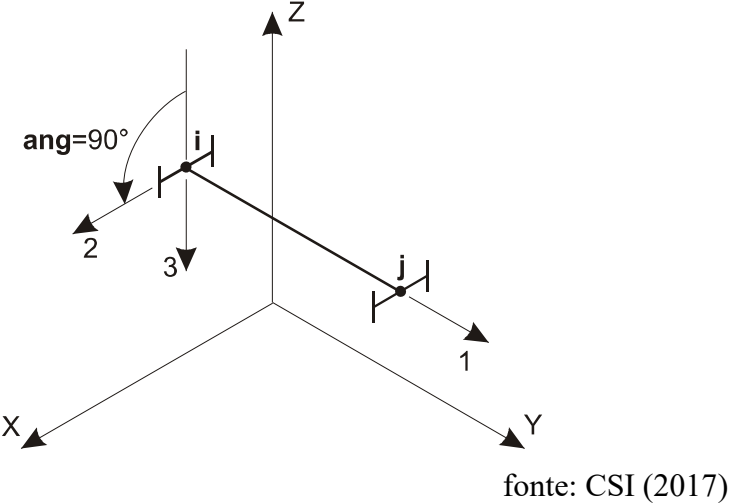
O método utilizado para resolver os edifícios lançados no ETABS é o método dos elementos finitos. Esse método trata de discretizar o domínio da estrutura em elementos: casca (*shell*), barra (*frame*), link e cordoalha (*tendon*), unidos por nós (*joints*). Dessa forma, é possível o desenvolvimento de estruturas compostas por elementos com diferentes tipos de comportamento e domínios: unidimensional, bidimensional, tridimensional. A seguir serão abordados os elementos de barra, para simular vigas e pilares, e casca, para simular lajes.

3.3.1 Elemento para vigas e pilares

A discretização de vigas e pilares no ETABS foi feita através do elemento *frame*, representado por um elemento de barra unindo dois nós que não devem ocupar o mesmo espaço, convencionados como nó *i* e nó *j*. Objetos curvos, por exemplo uma viga curva, podem ser divididos em múltiplas linhas retas para representação. A formulação contempla efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial e cisalhamento.

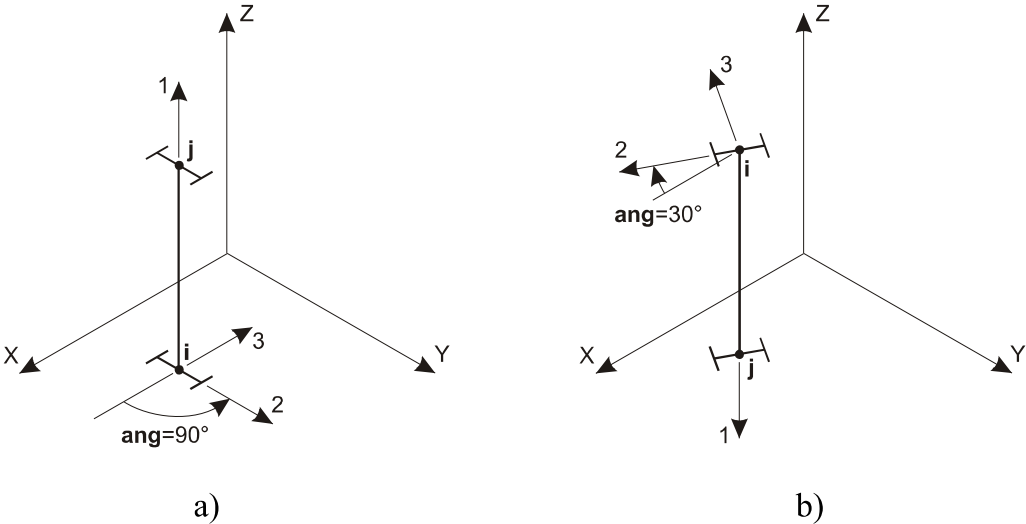
Cada *frame* está inserido no sistema global X-Y-Z e possui seu próprio sistema de coordenadas locais 1-2-3. Ambos os sistemas atendem a regra da mão direita, representados na Figura 18. O sistema local é utilizado para referenciar as propriedades da seção, cargas aplicadas ao longo do elemento e representar os resultados após o processamento. O primeiro eixo é sempre o eixo longitudinal do elemento, locado no centroide da seção e apontado na direção positiva da extremidade *i* à extremidade *j*. A orientação padrão dos demais eixos 2 e 3 é estabelecida pela relação do eixo local 1 com o eixo global Z, estando em um plano perpendicular ao elemento.

Figura 18 – Elemento frame representado no sistema de coordenadas globais e locais



O elemento *frame* é considerado vertical quando o seno do ângulo entre o eixo local 1 e o eixo global Z é menor que 0,001, caso da representação de pilares. É possível indicar o ângulo das coordenadas para definir orientação daqueles elementos que diferem da orientação global padrão, como demonstrado na Figura 19. A representação à esquerda demonstra a posição do elemento *frame* na posição vertical, quando o eixo 1 se mantém paralelo ao eixo Z e, neste exemplo, o eixo 2 está rotacionado 90° do plano X-1. Na imagem a direita, a seção do elemento não se encontra paralela a nenhum dos eixos globais e rotacionado 30° do eixo 1 paralelo ao Z.

Figura 19 – Elementos frame com orientação vertical representados no sistema de coordenadas globais e locais



Cada um dos dois nós mencionados possui seis graus de liberdade, correspondentes à translação e à rotação nos três eixos X-Y-Z. Além de viga e pilar, o *frame* também pode modelar estrutura de treliça e cabo. Contudo, como nesses casos não há transmissão de momentos, é necessário liberar rotações de flexão em ambos os nós i e j e rotação de torção em um deles.

O elemento pode ser prismático, quando a seção é constante ao longo de todo seu comprimento, ou não prismático, quando o formato da seção pode ter variações ao longo do comprimento. Neste trabalho todos os elementos foram considerados prismáticos.

3.3.1.1 Propriedades geométricas e mecânicas

A determinação da rigidez da seção parte das propriedades geométricas básicas juntamente com cinco propriedades do material atribuído ao *frame*. A área da seção (A), é calculada automaticamente a partir das dimensões inseridas pelo usuário.

As propriedades de material aplicadas ao elemento *frame* são: módulo de elasticidade (E_1), para rigidez axial e rigidez à flexão; módulo de cisalhamento (G_{12}), para rigidez à torção e rigidez ao cisalhamento transversal; coeficiente de dilatação térmica (α_1), para expansão axial e tensão de flexão térmica; densidade (m), para consideração da massa do elemento; e, peso específico, para consideração do peso próprio da estrutura.

Desta maneira, as propriedades de rigidez do *frame* são: rigidez axial da seção ($A \times E_1$), momento de inércia do eixo 3 para deformação no plano 1-2 (I_{33}) e momento de inércia do eixo 2 para deformação no plano 1-3 (I_{22}). A partir destas propriedades, é gerada a correspondente rigidez à flexão de seção ($I_{22} \times E_1$; $I_{33} \times E_1$). A constante de torção (J) gera a rigidez à torção ($J \times G_{12}$). E as áreas de cisalhamento transversal nos planos 1-2 e 1-3 (AS_2 ; AS_3), correspondem ao cisalhamento da seção ($AS_2 \times G_{12}$; $AS_3 \times G_{12}$).

3.3.1.2 Configuração do *frame* no ETABS

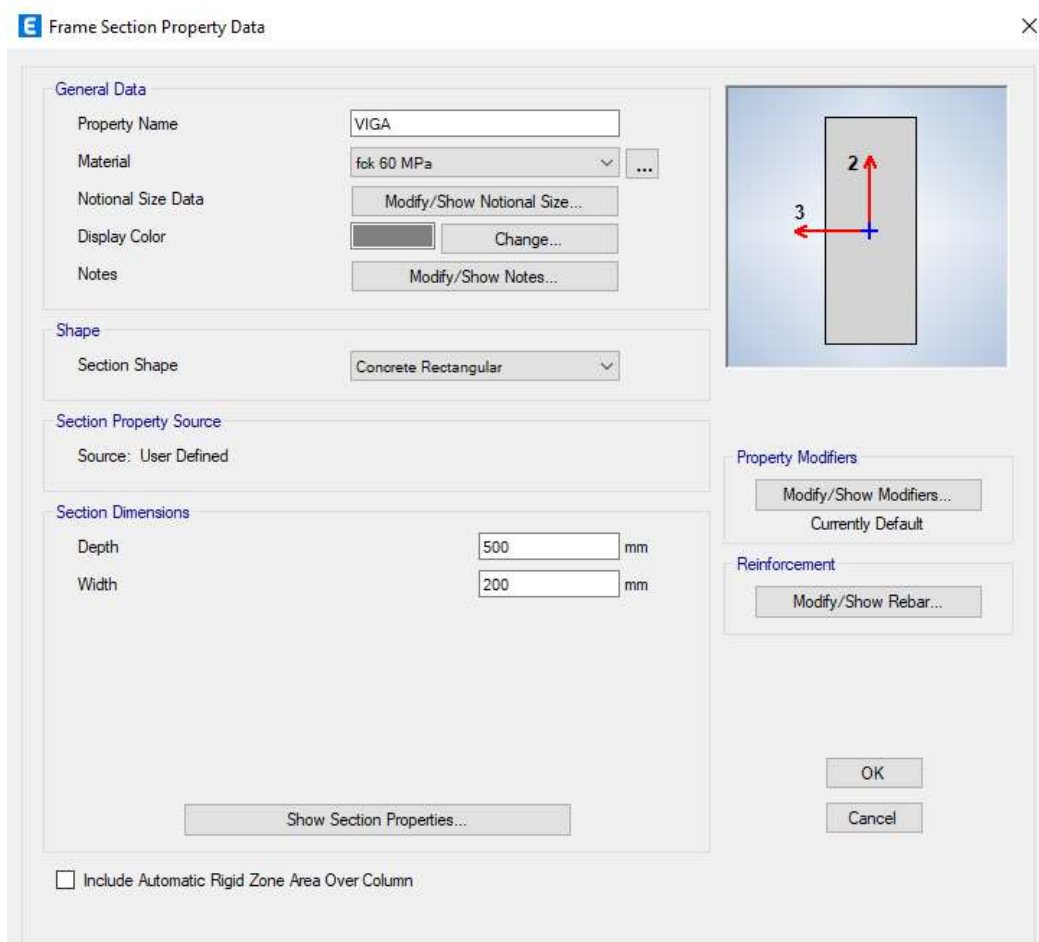
A Figura 20 apresenta a interface para inserção ou modificação de um *frame*. É necessário atribuir nome para o elemento, o tipo de material, e definir a geometria da seção a partir de uma lista de formatos.

Há opção de modificadores de propriedades, sendo possível atribuir coeficientes que reduzem ou aumentam uma dada propriedade. Estes modificadores podem ser usados por exemplo, na consideração e simulação da não linearidade física da estrutura de forma aproximada. As

propriedades que podem receber alterações são: rigidez axial, rigidez ao corte, rigidez à torção, rigidez à flexão, massa da seção e peso da seção.

Também é possível definir informações básicas de cobrimento e área de armadura para o dimensionamento ou verificação das seções. Qualquer modificação posterior nesta janela, altera a propriedade para todos os elementos lançados na estrutura que possuem o mesmo nome.

Figura 20 – Interface para entrada de dados do elemento frame no ETABS



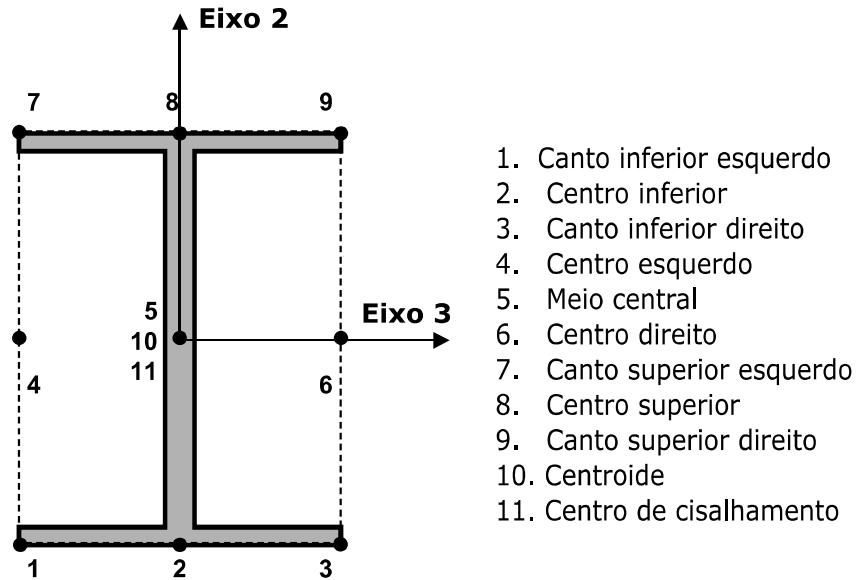
fonte: Autora, 2022)

3.3.1.3 Ponto de inserção

É possível editar o ponto de inserção do elemento, a fim de deslocar os pontos de lançamento em relação ao eixo baricêntrico do elemento. O ETABS possui onze pontos definidos como pontos cardeais do elemento. A Figura 21 apresenta a localização destes pontos tendo como

exemplo a seção de um perfil I. Nesse exemplo, o eixo local 1 está passando pelo ponto 10, no centroide da seção. No caso da seção I, o centroide coincidiu com o ponto central da geometria (ponto 5) e o centro de cisalhamento (ponto 11) devido a simetria da seção.

Figura 21 – Pontos cardeais definidos para o elemento frame



fonte: adaptado de CSI, 2017)

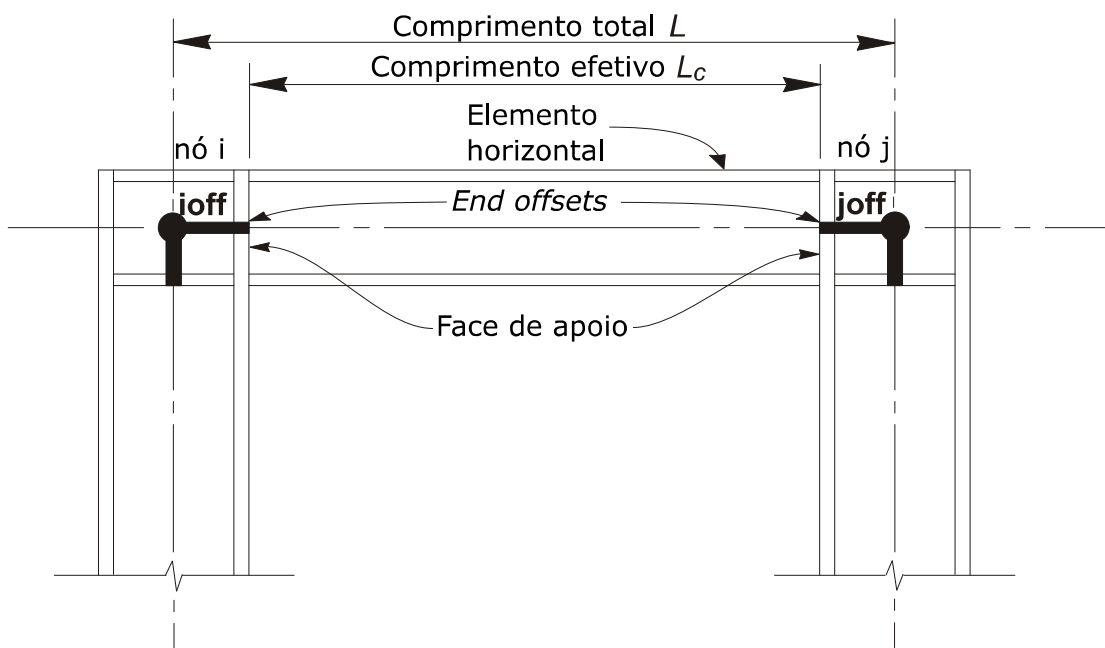
Esse recurso é utilizado para alinhar, por exemplo, o topo da viga com o topo da laje, escolhendo o ponto de inserção 8. Ou ainda, alinhar o fundo de uma viga com o topo de um pilar, escolhendo o ponto de inserção 2.

3.3.1.4 End offsets

Há uma sobreposição da seção dos elementos que concorrem em um nó de ligação, por exemplo o encontro de uma viga com um pilar. Considerando que em estruturas com elementos de grandes dimensões esta sobreposição pode ser significativa no comprimento total do *frame*, é possível especificar valores de distância entre o nó do elemento até a face do elemento a ser conectado. No ETABS esta função é chamada de *end offsets*, aparecendo nas informações de cada elemento. Se não especificado pelo usuário, esta opção permanece no modo automático, onde o *software* calcula o comprimento baseando-se nas dimensões de cada elemento conectado ao nó.

A Figura 22 representa os nós de ligação de uma viga com pilares. Em negrito estão destacados os comprimentos $i\text{off}$ e $j\text{off}$ referentes ao *offset* do elemento de viga a partir dos nós i e j. Estão indicados o comprimento total da viga (L) considerado no *software*, sendo a distância entre eixos de apoio, e o comprimento efetivo (L_c), onde é descontado os comprimentos dos *offsets* do comprimento total.

Figura 22 – Representação do comprimento de offset no *frame*



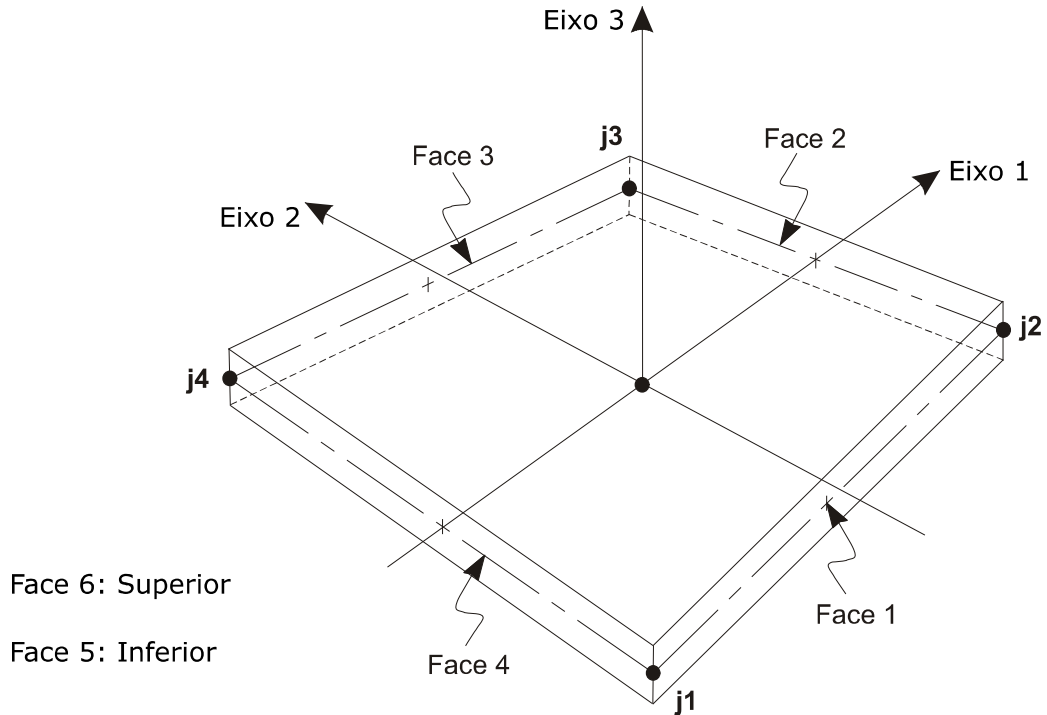
fonte: adaptado de CSI, 2017)

3.3.2 Elemento para lajes e paredes

O elemento utilizado para discretizar domínios bidimensionais é o elemento *shell*. Este permite a representação de sistemas de lajes, paredes, tabuleiro de ponte, cascas curvas tridimensionais (por exemplo, domos e reservatórios), modelos detalhados de vigas e pilares ou tubos.

O elemento *shell* possui formulação de três ou quatro nós, sendo definida pelos nós j_1 , j_2 , j_3 e j_4 , como demonstrado na Figura 23. A formulação com quatro nós tem interpolação quadrática do campo de deslocamentos e, portanto, apresenta resultados mais precisos para o mesmo nível de discretização que o elemento triangular, sendo este último recomendado apenas para locais onde as tensões não variam bruscamente.

Figura 23 – Elemento *shell* de quatro nós representado no sistema local de eixos



fonte CSI (2017)

Na Figura 23 observa-se uma espessura genérica extrudada do elemento, bem como a denominação de cada uma das 6 faces. O elemento também possui sistema próprio de coordenadas locais formado pelos eixos 1-2-3, utilizado para referenciar as propriedades, aplicação de cargas distribuídas e representação de resultados. Os eixos locais 1 e 2 estão sobre o plano do elemento com orientação de acordo com o lançamento dos nós. O terceiro eixo é normal à superfície com sentido definido pelo produto vetorial entre o eixo local 1 e 2.

O elemento *shell* permite que o usuário escolha entre os seguintes modelos de comportamento: membrana (*membrane*), casca (*shell*) ou camadas (*layered*). A escolha do elemento de casca é dividida entre *shell-thin* ou *shell-thick*. O elemento *shell-thin* considera o comportamento axial de membrana juntamente com o comportamento de placa delgada (*plate-thin*), das formulações de Kirchhoff-Love, que desconsideram as deformações por cisalhamento transversal. Já o modelo *shell-thick* considera o comportamento axial de membrana juntamente com o comportamento de placa espessa, das formulações de Mindlin-Reissner, que incluem os efeitos da deformação por cisalhamento transversal.

O Manual de Referência de Análise (CSI, 2017) recomenda que se use a formulação de placa espessa (*shell-thick*). A formulação de placa espessa tende a ser mais precisa, porém, mais sensível a distorções de malha em comparação com a formulação de placa fina (*thin-plate*).

Cada nó possui seis graus de liberdade: três translações e três rotações referentes aos eixos globais X-Y-Z. O manual do *software* recomenda adoção do comportamento de casca (*shell behavior*) para todas as estruturas tridimensionais, pois combina o comportamento de membrana mais placa.

3.3.2.1 Propriedades geométricas e mecânicas

Ao criar um elemento *shell* no ETABS, devem-se definir as propriedades geométricas, o tipo de material e o modelo de comportamento. Os elementos adotados neste trabalho possuem seção homogênea, nestes casos, tem-se espessura de membrana (*th*) constante e espessura de flexão constante (*thb*). Espessura de membrana é a base para calcular a rigidez axial de membrana, o peso próprio e massa do elemento através do volume. Enquanto que a espessura de flexão permite a determinação da rigidez a flexão e, caso se tenha a opção de casca espessa, a rigidez ao corte. Geralmente, é adotada a mesma espessura para *th* e *thb* e, assim, o usuário informa somente a espessura *th*, no caso de lajes maciças.

As propriedades de material inseridas no *software* aplicadas ao elemento de casca são: módulos de elasticidade (E_1, E_2, E_3); módulos de cisalhamento (G_{12}, G_{13}, G_{23}); coeficientes de Poisson ($\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$); coeficientes de dilatação térmica (α_1, α_2), densidade (m), para consideração da massa do elemento; e, peso específico (w), para consideração do peso próprio da estrutura. Neste caso, o material pode ser isotrópico ou ortotrópico.

As propriedades E_3, ν_{13} e ν_{23} são desprezadas da matriz do material assumindo-se estado plano de tensões no elemento. Os resultados, valores modificados de E_1, E_2, G_{12} e ν_{12} são utilizados para computar a rigidez da membrana e comportamento de placa. Os módulos de cisalhamento, G_{13} e G_{23} estão na consideração da rigidez ao corte quando escolhida a formulação de placa espessa (*thick plate*). Os coeficientes de dilatação térmica são utilizados para tensão axial da membrana e tensão de flexão térmica.

3.3.2.2 Configuração do *shell* no ETABS para lajes

A interface para inserção ou modificação de um elemento *shell* para discretizar a laje está apresentada na Figura 24. Seguindo os passos do elemento *frame*, é solicitado um nome para o elemento, atribuição de um material a partir das opções cadastradas, inseridas informações de parâmetros dependente do tempo (*notional size data*) e escolhido o tipo de modelo de comportamento. Os coeficientes de modificação de propriedades também são os mesmos citados pra o elemento anterior: rigidez axial, rigidez ao corte, rigidez à torção, rigidez à flexão, massa da seção e peso da seção.

Figura 24 – Interface para entrada de dados do elemento shell de laje no ETABS

The image shows a screenshot of the 'Slab Property Data' dialog box in ETABS. The dialog is titled 'Slab Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'. In the 'General Data' section, there are fields for 'Property Name' (containing 'LAJE'), 'Slab Material' (a dropdown menu showing 'fck 60 MPa' with a three-dot menu icon to its right), 'Notional Size Data' (a button labeled 'Modify/Show Notional Size...'), 'Modeling Type' (a dropdown menu showing 'Shell-Thick'), 'Modifiers (Currently Default)' (a button labeled 'Modify/Show...'), 'Display Color' (a red color swatch with a 'Change...' button to its right), and 'Property Notes' (a button labeled 'Modify/Show...'). In the 'Property Data' section, there is a 'Type' dropdown menu showing 'Slab' and a 'Thickness' field containing '200' with 'mm' to its right. At the bottom of the dialog, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

fonte: Autora (2023)

O tipo de laje é definido entre as seguintes opções já configuradas: laje maciça (*slab*), capitel (*drop*), *stiff*, laje nervurada unidirecional (*ribbed*), laje nervurada bidirecional (*waffle*), radier (*mat*) e *footing*. As informações de espessura devem ser inseridas pelo usuário e serão solicitadas conforme o tipo de modelo adotado. O exemplo da Figura 24 se refere a uma laje maciça (*slab*), nesta é solicitada somente espessura total.

3.3.2.3 Configuração do *shell* no ETABS para paredes

Similarmente à interface de entrada de dados das lajes, a inserção de paredes, que utilizam o elemento *shell* inserido verticalmente é exibida na Figura 25. Após a inclusão do nome do elemento, é possível indicar que as propriedades serão especificadas ou selecionadas de uma lista predefinida. As demais informações gerais permanecem as mesmas citadas no item anterior, na geometria é indicado apenas a espessura da parede.

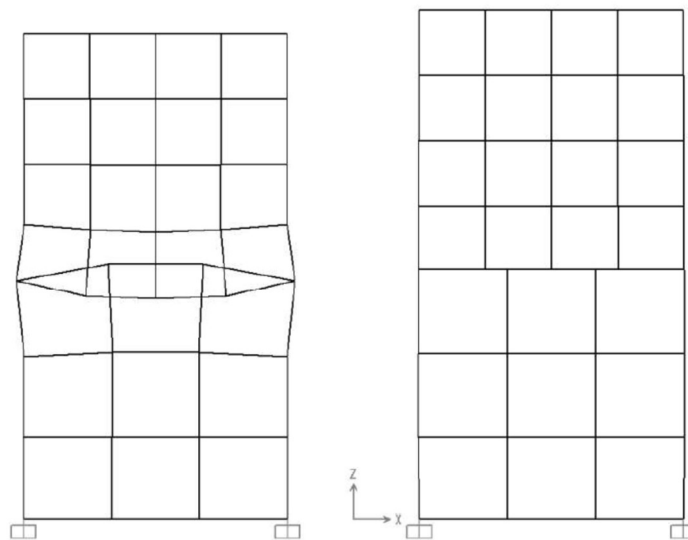
Figura 25 – Interface para entrada de dados do elemento shell de parede no ETABS

fonte: Autora (2023)

3.3.2.4 Restrições de bordas

A ferramenta *edge constraints* é atribuída a qualquer geometria de área discretizada com elementos *shell* para criar de forma automática transições entre diferentes malhas, evitando o uso de elementos distorcidos, e conseqüentemente, melhorando a qualidade nos resultados. Desta forma o *software* conecta todos os nós que estão na aresta do elemento aos nós de canto adjacentes. Mesmo sendo atribuído para o elemento *shell*, esta função irá conectar qualquer outro nó, incluindo de *frame*, link ou *tendon* localizado na aresta do elemento *shell* em questão. A Figura 26 exemplifica de forma representativa a conexão entre duas malhas sem a função ativa, à esquerda, e com a função ativada, à direita, sendo possível verificar a descontinuidade dos elementos entre os planos *shell*.

Figura 26 – Função restrições de bordas (*edge constraints*), a direita sem aplicação e com aplicação, a esquerda



fonte: CSI(2017)

Na ativação da função *edge constraints*, os nós são conectados por interpolações, os deslocamentos nos nós intermediários da borda são interpolados pelos deslocamentos dos nós das extremidades do *shell*. Não há aumento de rigidez no sistema, o efeito é local na borda do elemento.

3.3.2.5 Ponto de inserção do *shell*

O elemento *shell* possui apenas três pontos cardeais: superior, centro e inferior. Sendo o centro diretamente onde estão os nós, e superior ou inferior nas extremidades da espessura da laje ou parede. Para lajes, usualmente se utiliza o ponto no topo, para o nível superior da laje estar de acordo com o nível superior da viga e pilar.

3.3.2.6 Rigidez de *offset* do centroide

Na modelagem de elementos *frame* e *shell*, há a opção *Do not Transform Stiffness for Offsets from Centroid*, traduzindo: não transformar a rigidez para *offsets* do centroide. Basicamente, significa que quando selecionada a opção, não haverá alteração na rigidez da conexão entre o *frame* ou *shell* que não está vinculado com outro elemento pelo ponto centroide, o *software* automaticamente faz essa consideração na análise.

Quando esta opção está marcada, a rigidez não é transformada para levar em consideração o ponto cardinal ou os deslocamentos dos nós dos elementos. Portanto, os pontos cardeais e os deslocamentos dos nós são usados apenas para exibição gráfica. Esta opção é aplicável somente para lajes que não tenham protensão, lajes com pós-tensionamento sempre terão sua rigidez transformada.

A esta transformação de rigidez envolve uma distinção importante na qual a linha que representa a posição de um objeto de estrutura pode ser diferente da linha que representa o centroide do objeto e seus atributos físicos. Quando o ponto de inserção está no centroide, essas linhas coincidem. Neste caso, a opção *Do not Transform Stiffness for Offsets from Centroid* gera resultados idênticos independentemente de estar ou não selecionada. Na modelagem do edifício a partir do Capítulo 5 foi considerada a transformação de rigidez, entende-se que há uma melhor consideração do comportamento dos elementos.

3.3.2.7 Diafragma rígido e semirrígido

Um requisito para uma resposta desejável de um edifício é conectar todos os componentes de resistência às forças laterais com uma superfície relativamente rígida. Essa situação é alcançada pelas lajes de piso e cobertura, que possuem uma grande rigidez no plano, atuando como um diafragma. A função das lajes é transmitir as forças de inércia geradas por exemplo, pelas acelerações sísmicas da massa do piso para todos os elementos de resistência às forças horizontais.

Os elementos de diafragma devem transferir de forma efetiva as forças de flexão e cisalhamento, sendo necessário um detalhamento cuidadoso das conexões entre o diafragma e os sistemas de suporte lateral, como pilares e paredes. É importante observar que a ação do diafragma pode ser comprometida na ocorrência de furos e aberturas no plano da laje que reduzam significativamente a capacidade do diafragma de resistir à flexão e ao cisalhamento no plano (TARANATH, 2010).

Assim, no *software* ETABS os elementos *shell* correspondentes às lajes são atribuídos a um diafragma. Este diafragma pode ser definido como rígido, quando possui rigidez infinita no plano da laje, não considerando deformação de membrana ou; semirrígido, opção que permite modelar as reais propriedades e comportamento de rigidez no plano. Tendo em vista que para lajes de concreto armado com espessura adequada, a deformação de membrana ocasionada pela carga lateral pode ser desconsiderada, assim, o diafragma rígido possui comportamento muito similar ao modelo semirrígido. A consideração rígida leva vantagens no tempo computacional de processamento, por condensar a matriz de rigidez. O diafragma semirrígido é indicado para situações com deformações significativas no plano da laje ou quando solicitado por normas técnicas.

Um estudo de sensibilidade comparando os deslocamentos horizontais para as duas opções de diafragmas foi realizado para o modelo definido no Capítulo 5, tendo em vista que em edifícios de lajes lisas os elementos de lajes realizam o travamento e transferência de cargas entre pilares e paredes (*frame action*). A opção que se mostrou adequada é o uso do diafragma semirrígido por representar de forma mais refinada o comportamento da laje, sendo sensível a deformações no plano. Foram verificados valores resultantes de esforço axial nos pilares para a configuração rígida e semirrígida e não houve diferenças significativas.

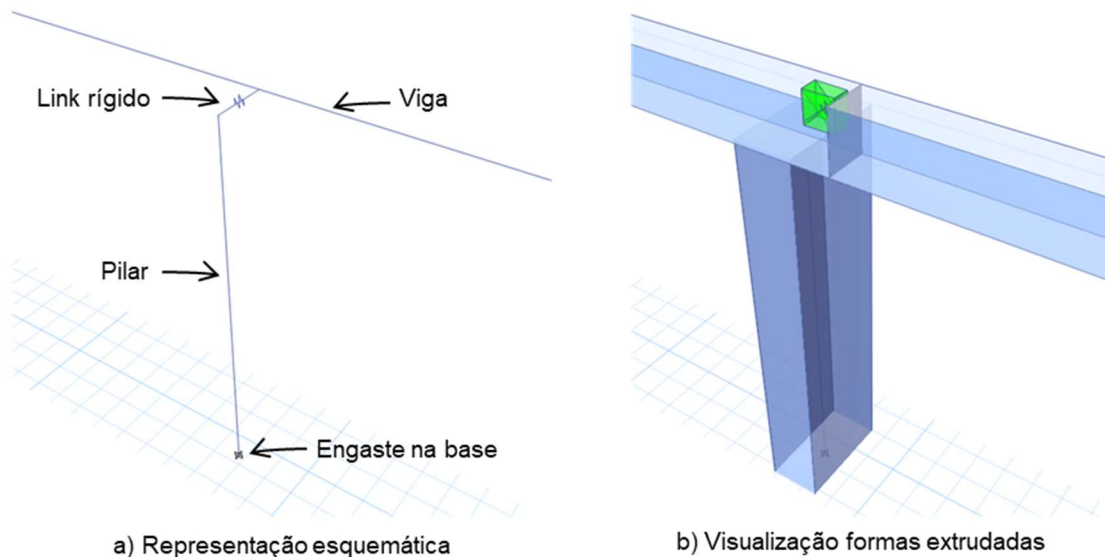
3.3.3 Elemento *link/support*

O elemento *link* tem a função de unir dois nós, enquanto o elemento de suporte (*support element*) é específico para vinculação de um nó à base. Ambos os elementos têm as mesmas propriedades e são configurados por seis molas separadas, uma para cada um dos seis graus de liberdade de deformação.

Cada elemento também possui o próprio sistema de coordenadas locais para definição das propriedades de força e deformação e saída de resultados. A visualização de resultados permite verificar as forças internas e deformação nos nós do elemento. O elemento *link* é utilizado por

exemplo, na vinculação de vigas e pilares descentralizados e o elemento de suporte, para engastamento do edifício na base, neste caso, o elemento conecta apenas um nó à base, como exemplificado na Figura 27.

Figura 27 – Exemplo de utilização do elemento *link* e de *suporte*



fonte: Autora (2023)

3.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

Conforme a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023), o objetivo da análise estrutural é determinar as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos na estrutura. Para garantir que os resultados sejam alcançados de forma satisfatória, deve-se adotar um modelo estrutural que represente o comportamento da estrutura de forma adequada. Por isso, mesmo em um único projeto pode ser necessária a construção de mais de um modelo para realização de todas as verificações. O modelo adequado deve ser capaz de representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno e o comportamento dos materiais, tendo em vista o objetivo da análise estrutural.

Nos modelos bi e tridimensionais com elementos finitos de regime linear, os resultados gerados a partir da análise estrutural são utilizados para verificação do caminho das cargas e para definição dos esforços solicitantes nos elementos. O dimensionamento dos elementos é

realizado partindo da informação dos esforços solicitantes. O passo seguinte é o dimensionamento das armaduras, que além de considerar os esforços ou tensões resultantes da análise, deve seguir as recomendações normativas, além de atentar para critérios de detalhamento. Quando a análise estrutural realizada leva em consideração a não-linearidade do concreto e da armadura os esforços resultantes podem ser aplicados na avaliação do desempenho da estrutura em serviço e ruptura.

Para o caso específico de lajes lisas e lajes cogumelo, a NBR 6118 (ABNT, 2023) sugere brevemente que a análise estrutural seja realizada por diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno. Recomenda também para o caso de lajes em concreto armado, com pilares dispostos de maneira regular em fileiras ortogonais com vãos semelhantes, que o cálculo dos esforços poderia ser realizado pelo processo elástico aproximado, com redistribuição, adotando pórticos múltiplos para cada direção. É indicado um estudo cuidadoso das ligações das lajes com os pilares, especialmente quando não há simetria de forma ou carregamento da laje e do apoio. E a obrigatoriedade da consideração dos momentos de ligação entre laje e pilares externos e verificação da punção.

3.4.1 Análise estática não linear

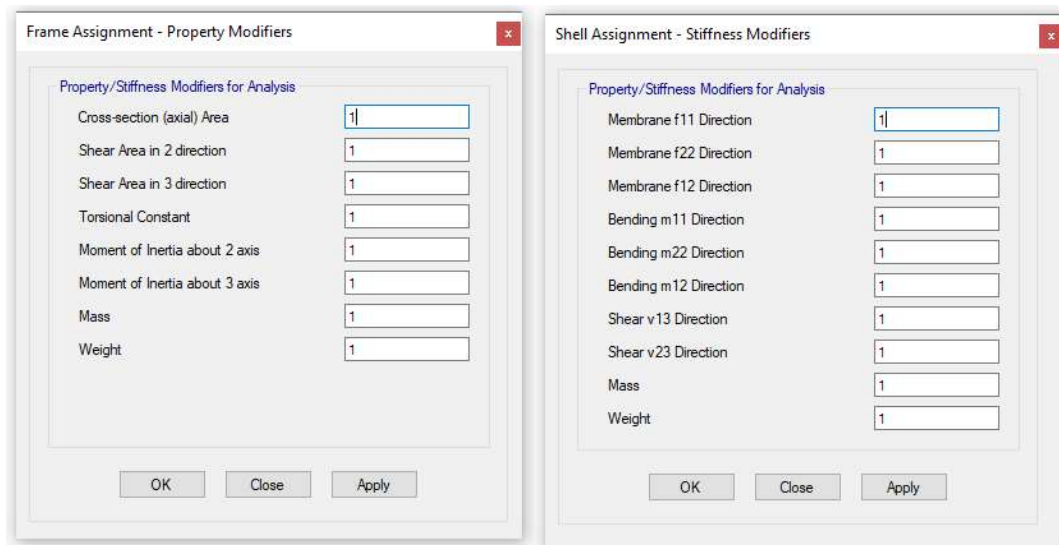
A análise não linear estática é comumente utilizada para avaliar a resposta de estruturas sob condições de carregamento severas, onde a análise linear pode não capturar com precisão o comportamento. Ela considera efeitos não lineares, como a plastificação do material, grandes deslocamentos e redistribuição de forças. Essa análise pode ajudar a determinar a capacidade e o desempenho da estrutura sob diferentes combinações de carga, e avaliar sua estabilidade global.

3.4.1.1 Não linearidade física

A não linearidade física do concreto pode ser considerada de forma aproximada através dos modificadores de propriedades dos elementos *frame* e *shell*. Estes coeficientes de rigidez simplificam de forma linear a fissuração do concreto armado através da redução da rigidez a flexão ou rigidez ao corte da seção na respectiva orientação. Além da consideração da fissuração do material, é possível especificar fatores de escala para outros parâmetros da seção calculada que não são facilmente descritos na geometria.

As janelas de inserção dos modificadores no *software* ETABS estão na Figura 28 para o elemento *frame* (a) e *shell* (b), conforme as propriedades de cada elemento. Cada termo possui o fator de escala 1 como padrão. As configurações de propriedades podem ser atribuídas individualmente para cada elemento no modelo.

Figura 28 - Modificadores de propriedades e rigidez para os elementos *frame* (a) e *shell* (b)



a) Modificadores de propriedades elemento *frame*

b) Modificadores de rigidez elemento *shell*

fonte: Autora (2023)

No elemento *frame* é possível atribuir fatores de escala para área da seção (rigidez axial); área de corte nas direções 2 e 3, conforme eixo local de cada elemento (rigidez ao corte); constante de torção (rigidez à torção); momento de inércia nas direções 2 e 3, conforme eixos locais (rigidez a flexão), e; massa e peso da seção.

Para os elementos tipo *shell*, as variações de propriedades podem ocorrer na rigidez referente ao comportamento de membrana para cada força conforme o eixo local (f11, f22 e f12); na rigidez de flexão da placa correspondente a cada momento (m11, m22 e m12); na rigidez de cisalhamento da placa referente a cada força (v12 e v13), e; para massa e peso dos elementos.

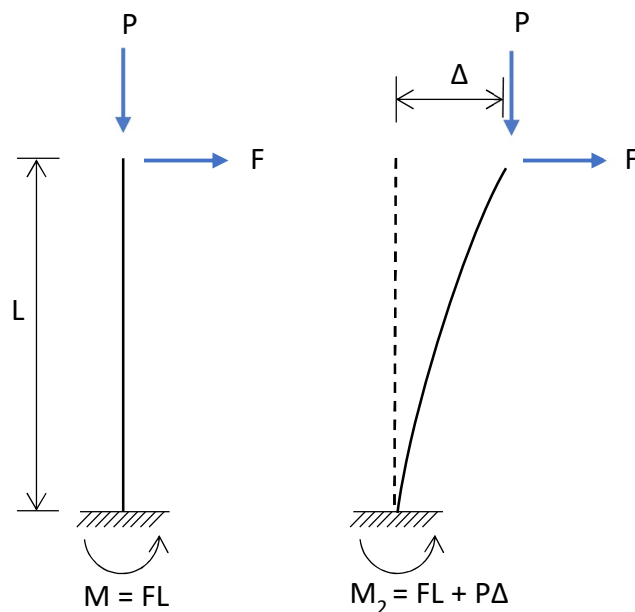
3.4.1.2 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica foi considerada através do efeito P-Delta. Quando uma estrutura sofre deformações devido à aplicação de cargas, as forças internas mudam, e essas mudanças

afetam as deformações adicionais da estrutura, criando um ciclo. Esse ciclo pode levar a um aumento das forças internas e deslocamentos que não seriam previstos apenas considerando os efeitos lineares.

Se o equilíbrio for examinado considerando a geometria não deformada, em sua configuração original, o momento na base é $M = FL$ e diminui linearmente até zero na extremidade carregada. Se, em vez disso, o equilíbrio for considerado na configuração deformada, haverá um momento adicional causado pela força axial P atuando no deslocamento transversal da extremidade, Δ . Assim, o momento não varia mais linearmente ao longo do comprimento, pois a variação depende da forma deformada, sendo o momento na base $M = FL + P\Delta$, conforme representado na Figura 29 – Estrutura condição inicial (a) e condição deformada com Efeito P-Delta (b).

Figura 29 – Estrutura condição inicial (a) e condição deformada com Efeito P-Delta (b)



fonte: adaptado de CSI (2017)

O efeito P-Delta é especialmente importante em análises de estabilidade e deslocamentos laterais em estruturas, principalmente em situações de carregamento elevado ou deslocamentos significativos. Nos edifícios altos o efeito P-Delta ocorre principalmente nas colunas devido às cargas gravitacionais, incluindo cargas permanentes e sobrecargas.

No *software* ETABS a não linearidade geométrica pode ser inserida de duas maneiras: criando um caso de carga não linear P-Delta, onde são considerados os carregamentos que causam esse efeito, e mantendo as demais análises lineares estáticas, pois irão utilizar a matriz de rigidez total da estrutura desse caso não linear. Ou, considerando individualmente o efeito P-Delta em cada análise, tornando cada caso não linear.

Embora a segunda abordagem demande mais tempo de processamento, esta foi a opção utilizada na modelagem deste trabalho buscando manter um controle sobre os diferentes coeficientes das combinações de carga. Para isto, selecionou-se a opção de não linearidade geométrica “P-Delta” dentro dos casos de carga inseridos no modelo.

3.4.2 Análise modal

A análise modal concentra-se no estudo das características dinâmicas da estrutura. São identificadas as frequências naturais, modos de vibração e propriedades de amortecimento do edifício. Para um modelo com um número n de graus de liberdade, existem n frequências naturais de vibração e para cada frequência, há uma correspondente forma de vibrar do sistema, chamada modo de vibração (CLOUGH; PENZIEN, 1993).

Também, através da análise modal é verificada a participação de cada modo de vibração na resposta global da estrutura, importante para entender como diferentes modos de vibração interagem e contribuem para a resposta dinâmica do edifício. Além disso, são obtidas informações sobre a distribuição de deslocamentos, acelerações e forças em diferentes partes da estrutura.

Essa análise é especialmente relevante para edifícios de concreto armado, que são amplamente utilizados em estruturas de grande porte e estão sujeitos a cargas dinâmicas significativas ao longo de sua vida útil. Ao compreender as propriedades modais, como os períodos de vibração e os modos dominantes, é possível avaliar a resposta dinâmica potencial e projetar a estrutura para mitigar vibrações excessivas causadas por vento, terremotos ou outras cargas dinâmicas.

3.4.3 Análise sequencial

A análise sequencial de edifícios de concreto armado é uma abordagem que considera a evolução do comportamento estrutural durante a construção, levando em conta a sequência de etapas construtivas. Essa análise é importante para avaliar os efeitos progressivos das cargas e

deformações impostas à estrutura ao longo do processo de construção. Ela permite identificar e mitigar possíveis problemas, como concentração de tensões, deslocamentos excessivos ou inadequações estruturais, garantindo a segurança e adequação da estrutura desde as fases iniciais até a sua conclusão. Além disso, a análise sequencial também auxilia na otimização do projeto, permitindo a realização de ajustes e refinamentos com base nas informações obtidas durante a análise progressiva do edifício.

A construção em estágios é considerada um tipo de análise não linear estática porque a estrutura pode sofrer alterações durante o curso da análise. São definidos uma sequência de estágios (*steps*), em cada um é possível especificar a duração, em dias, para consideração de efeitos dependentes do tempo (como fluência) e qualquer número de objetos a serem adicionados ou retirados da estrutura. Também é possível indicar quais objetos devem ser carregados e alterações nas propriedades de seções. A consideração dos estágios ocorre na ordem definida pela numeração dos *steps*.

3.5 COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de cargas para o Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) são inseridas manualmente no *software* ETABS, conforme equações e coeficientes da NBR 6118 (ABNT, 2023). A Equação 9 define as combinações normais para o ELU, referentes ao esgotamento da capacidade resistente para os elementos estruturais em concreto armado.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (9)$$

Sendo:

F_d – valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} – ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ – ações indiretas permanentes, como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} – ações variáveis diretas, onde F_{q1k} é a principal e F_{q2k} secundária;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ – coeficientes dados na Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023);

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$ – coeficientes dados na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023).

De forma sintetizada, a Equação 10 representa a combinação normal utilizada na averiguação dos resultados apresentados no Capítulo 6, onde a carga acidental vertical é a ação direta

principal e o vento, secundária. A combinação com carga de vento como principal e acidental como secundária foi verificada nas análises preliminares e não continuada por não ser a mais crítica para os resultados em ELU.

$$F_d = 1,4(F_{gk} + F_{q1k} + 0,6F_{q2k}) \quad (10)$$

As combinações de serviço atendem ao ELS verificando o bom funcionamento e o conforto do usuário em relação à estrutura, sendo divididas em quase permanentes, frequentes e raras. A Equação 11 apresenta a equação para combinação frequente, utilizada para a verificação de deformações excessivas provenientes da ação do vento.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk} \quad (11)$$

Sendo:

$F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

F_{q1k} – valor característico das ações variáveis principais diretas;

Ψ_1 – fator de redução de combinação frequente para ELS, dado na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023);

Ψ_2 – fator de redução de combinação quase permanente para ELS, dado na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Os resultados verificados para a situação de serviço no Capítulo 6 são de deslocamentos horizontais pela ação do vento, assim, conforme Tabela 13.3 da referida norma, a combinação utilizada deve ser frequente, com $\Psi_1 = 0,3$. Nesta Tabela, também é definido o limite para deslocamento horizontal no topo por $H/1700$, onde H é altura total do edifício. O deslocamento horizontal máximo entre pavimentos é limitado por $H_i/850$, sendo H_i o desnível entre pavimentos.

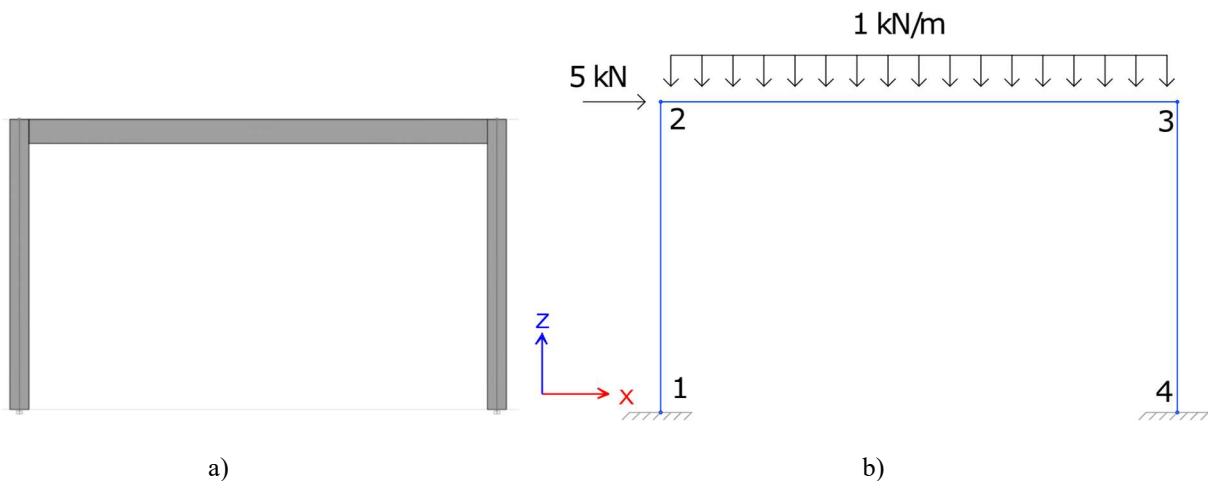
4 VERIFICAÇÃO NUMÉRICA

Este capítulo apresenta duas situações teóricas analisadas com o *software* ETABS, buscando aferir e praticar o domínio sobre a ferramenta utilizada na pesquisa. São apresentados configurações e parâmetros adotados especificamente nestes exemplos.

4.1 PÓRTICO PLANO

O primeiro exemplo refere-se à construção de um modelo simples de pórtico plano com cargas verticais e horizontais modelado no *software* Ftool v.4, no *software* ETABS e no *software* SAP 2000 versão 20, com o objetivo de realizar uma verificação básica e simplificada. O pórtico é apresentado na Figura 30 (a) com elementos extrudados, e Figura 30 (b), com elementos de barra somente, onde estão incluídas informações de cargas atuantes e número dos nós de 1 a 4. Todos os elementos se conectam pelo centroide nos nós 2 e 3.

Figura 30 – Pórtico plano extrudado (a) e modelo de barras com aplicação de carga (b)



fonte: Autora (2022)

Os dois pilares possuem seção quadrada de 20 cm de lado, altura de 3 m, são conectados por uma viga de seção 20 x 25 cm com vão de 5 m. O material considerado é concreto, com f_{ck} de 60 MPa, peso específico de 25 kN/m³, com módulo de elasticidade de 42.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,2.

Além do peso próprio da estrutura, estão considerados um carregamento distribuído sobre a viga de 1 kN/m e uma carga horizontal pontual de 5 kN aplicada ao nó 2. Os pilares são engastados na parte inferior e, no ETABS e SAP2000, restringidos à translação em Y na parte superior para representar o pórtico plano.

A primeira verificação se refere às reações de apoio verticais e horizontais. Os resultados obtidos nas análises entre os três *softwares* são apresentados na Tabela 1. As reações verticais resultantes são idênticas no Ftool e SAP2000 e menores no ETABS, percentualmente, a redução foi de 1,45%. A reação horizontal tem mesmo valor para os três casos, pois envolvem somente a carga lateral aplicada pontualmente.

Tabela 1 – Resultado do somatório de reações de apoio comparando os *softwares* Ftool, SAP2000 e ETABS

Software	Somatório das reações de apoio verticais [kN]	Somatório de reações de apoio horizontais [kN]
Ftool v.4	17,25	-5
SAP2000 v.20	17,25	-5
ETABS v.19	17	-5

fonte: Autora (2022)

O resultado das reações verticais é menor no ETABS devido ao peso próprio da estrutura, resultante da não consideração da sobreposição de seção entre a viga e os pilares, descontado pela função *end offsets*, como descrito no item 4.3.1.4. Verificando-se manualmente, percebe-se que o SAP2000, de forma padrão, não realiza esse desconto, mesmo considerando o peso próprio automaticamente. O Ftool tem como reação de apoio o somatório das cargas inseridas pelo usuário, neste caso, o peso total de cada um dos elementos que constituem o pórtico.

Também estão verificados os valores resultantes nos deslocamentos no nó 2, que recebe a carga pontual. Os resultados de deslocamento horizontal, deslocamento vertical e giro estão dispostos na Tabela 2, incluído entre parênteses o percentual de diferença tendo como referência de comparação os valores do *software* ETABS. Os valores com sinal negativo indicam um decréscimo em relação ao ETABS.

Tabela 2 – Resultados de deslocamentos no nó 2 do pórtico plano comparando os *softwares* Ftool, SAP2000 e ETABS

Software	Deslocamento horizontal nó 2 [mm]		Deslocamento vertical nó 2 [mm]		Giro nó 2 [rad]	
Ftool v.4	1,386	(-1,08%)	0,01307	(-2,07%)	0,0006483	(-0,57%)
SAP2000 v.20	1,4	(-0,07 %)	0,01038	(-2,12%)	0,0006522	(0,03%)
ETABS v.19	1,401		0,01016		0,000652	

fonte: Autora (2022)

Nesta análise, os valores dos três *softwares* considerados mostraram-se similares entre si. O resultado de deslocamento vertical nó 2 para o Ftool pode variar a depender do posicionamento da carga nodal referente ao peso próprio dos pilares. Para o resultado apresentado, 50% do valor total da carga foi aplicada aos nós de base (1 e 4) e o restante, atribuída para os nós de topo (2 e 3).

Os resultados de momento fletor, esforço cortante e deslocamento no centro do elemento de viga também estão examinados e descritos na Tabela 3. Seguindo o mesmo padrão, entre parênteses ao lado de cada resultado encontra-se o percentual em comparação com o ETABS.

Tabela 3 – Resultados de esforço cortante, momento fletor e deslocamento da viga do pórtico plano comparando os *softwares* Ftool, SAP2000 e ETABS

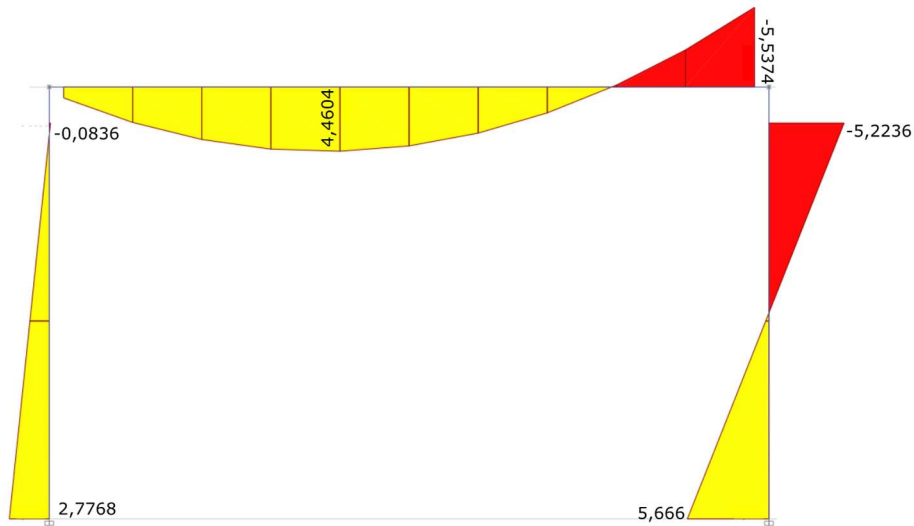
Software	Esforço cortante [kN]		Momento fletor máximo negativo [kN.m]		Deslocamento vertical no centro da viga [mm]	
Ftool v.4	6,9376	(3,26%)	6,2307	(11,13%)	0,8616	(1,46%)
SAP2000 v.20	6,936	(3,24%)	6,2174	(10,94%)	0,848	(-0,12%)
ETABS v.19	6,7114		5,5374		0,849	

fonte: Autora (2022)

SAP2000 e Ftool resultaram em valores semelhantes de esforço cortante, ambos 3% acima do resultado de esforço cortante do ETABS. O mesmo ocorre com o momento fletor máximo, porém com maior variação, cerca de 11%. Tendo em vista que o esforço de cortante e momento fletor no ETABS é considerado conforme o comprimento efetivo do elemento horizontal, descontando o comprimento entre face da viga e centroide do pilar. A Figura 31 apresenta o diagrama de momento fletor obtido no ETABS para o pórtico plano, é possível visualizar que o momento é obtido antes das conexões dos nós 2 e 3, respeitando a distância de *end offset*

atribuída. Assim, o momento máximo no elemento de viga de 5,5374 kN.m está a 10 cm do nó 3.

Figura 31 – Diagramas de momento fletor [kN.m] resultantes no pórtico plano após o processamento no ETABS



fonte: Autora (2022)

Para comprovação, foi desligada a opção *end offsets* do modelo do ETABS e o resultado obtido para os parâmetros foi idêntico ao obtido no SAP2000, conforme Tabela 3. Desta forma, estando coerente com valores do Ftool também.

A partir deste modelo simples foi possível compreender as funções do *software* ETABS descritas nos manuais. O modelo de pórtico funcionou como ponto de referência e buscou-se utilizá-lo para entendimento de mais ferramentas até a conclusão da pesquisa.

4.2 EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

Com o propósito de aprimorar o domínio sobre os recursos do ETABS, previamente ao início da análise do edifício a ser estudado, é apresentado, neste item, um estudo sobre o edifício padrão CAARC (*Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council*), estudado por Guerzoni (2020). Este edifício padrão foi estabelecido pelo referido Conselho com o propósito

de realizar comparações de túneis de vento. Guerzoni (2020) utilizou o *software* SAP 2000 v. 20, que possui interface de usuário e recursos similares ao ETABS.

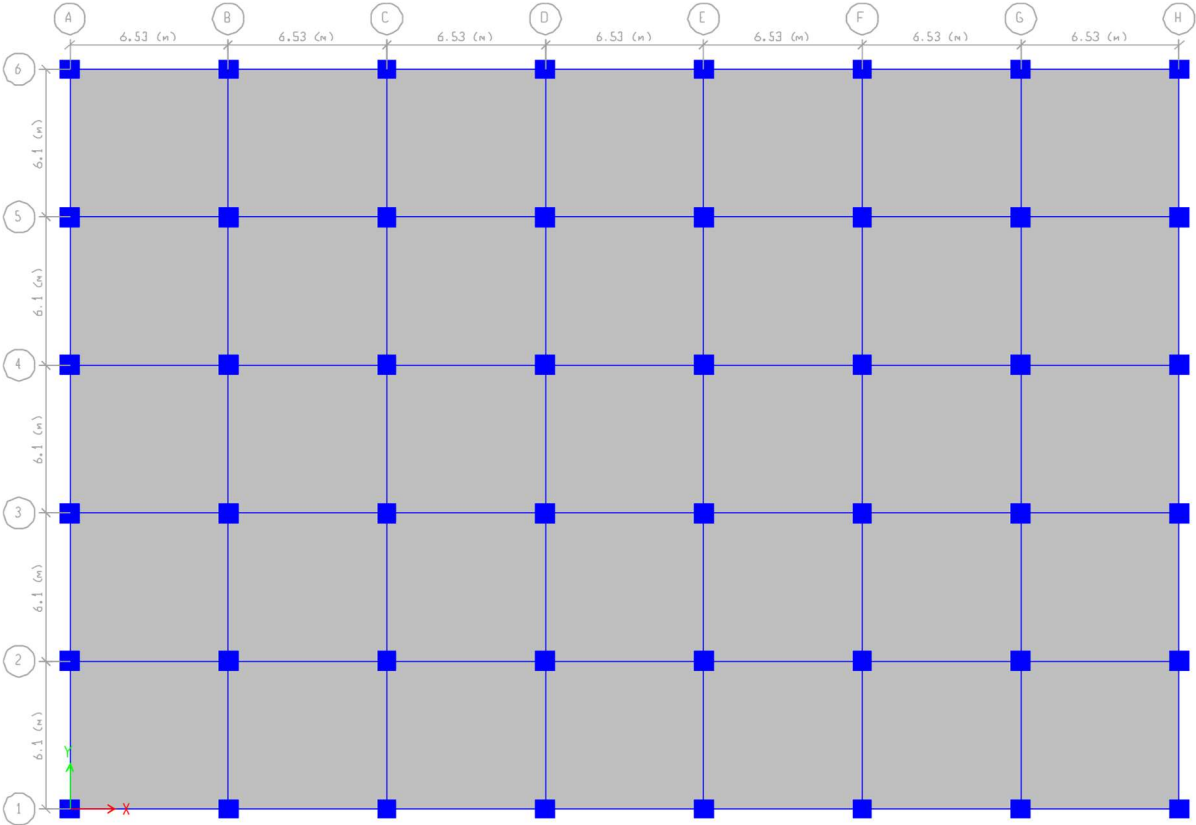
O edifício reproduzido possui sistema estrutural formado por pórticos de pilares e vigas, planta baixa retangular e simétrica, que se repete como pavimento tipo ao longo dos 60 pavimentos. Mesmo não representando o objeto de estudo de lajes lisas, é realizada a modelagem deste considerando a similaridade entre *softwares* como fator facilitador da verificação da utilização do ETABS e seus recursos. Assim, a partir deste item, todos os dados para construção e resultados do modelo, apresentados neste capítulo específico, são referenciados pela dissertação de Guerzoni (2020).

4.2.1 Dados do modelo

O edifício apresenta planta baixa do pavimento tipo com seção retangular de 30,5 m por 45,72 m, altura total de 183 m, sendo de 3,05 m o pé direito entre os 60 pavimentos. O f_{ck} dos elementos estruturais de vigas, lajes e pilares é de 80 MPa entre o 1º e 40º pavimento, e, de 60 MPa para os mesmos elementos do 41º ao 60º pavimento. O módulo de elasticidade do concreto é de 45.132,12 MPa e 41.611,92 MPa para f_{ck} de 80 MPa e 60 MPa, respectivamente.

No trabalho de referência, as vigas e pilares foram representadas pelo elemento *frame*, e as lajes pelo elemento *shell*, considerando comportamento de membrana no SAP2000. A modelagem no ETABS também adotou o elemento *frame* para vigas e pilares, porém, utilizou o elemento *shell thick* para representar a laje, tendo em vista ser este o elemento mais adequado. A Figura 32 apresenta a visualização pelo ETABS da planta baixa do último pavimento, os elementos de pilares estão extrudados, elementos de viga estão representados com barras e as placas de cor única representam os panos de laje.

Figura 32 – Planta baixa do pavimento tipo do Edifício CAARC



fonte: adaptado de Guerzoni (2020)

As dimensões das seções de pilares e vigas são alteradas a cada dez pavimentos, sendo reduzidas à medida que a altura do edifício aumenta. A Tabela 4 abaixo informa a seção adotada em cada trecho de dez pavimentos para as vigas (externas de contorno e internas) e pilares. É apresentado também o f_{ck} de cada trecho.

Tabela 4 – Características dos elementos do edifício CAARC

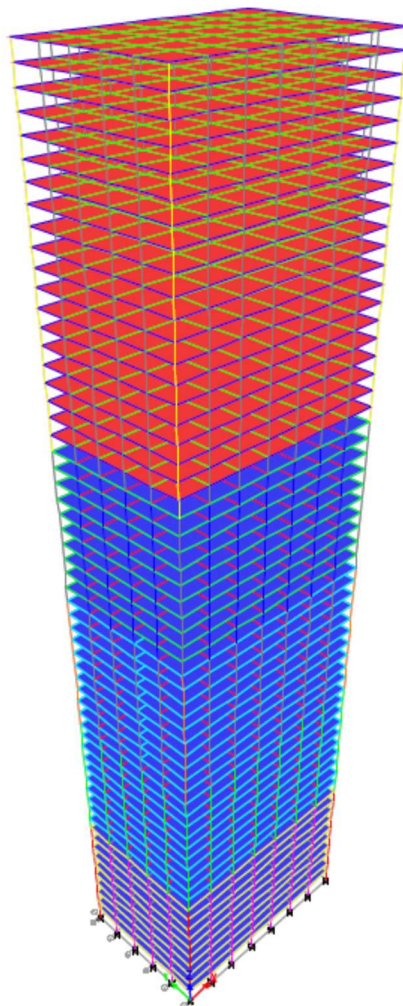
Pavimentos	Seção dos pilares [cm x cm]	Seção das vigas [cm x cm]	f_{ck} [MPa]
1° ao 10°	110 x 110	55 x 80	80
11° ao 20°	90 x 90	55 x 75	80
21° ao 30°	85 x 85	50 x 75	80
31° ao 40°	80 x 80	45 x 75	80
41° ao 60°	75 x 75	40 x 70	60

fonte: adaptado de Guerzoni (2020)

As lajes são modeladas como maciças (tipo *slab* no ETABS), de altura 15 cm, com f_{ck} de acordo com o pavimento inserido. Cada pavimento contém trinta e cinco painéis de área de laje, apoiados sobre as vigas, como consta na Figura 32, que trabalham como diafragma rígido. Os elementos nas lajes conectam-se com a atribuição de *edge constrains*, a fim de se garantir a correta transferência de esforços.

O modelo tridimensional, gerado para o edifício, é apresentado pela Figura 33, com elementos *frame* e *shell* não extrudados. Neste modo de visualização, as cores indicam diferenças entre as propriedades dos elementos, sendo que as lajes em azul possuem f_{ck} de 80 MPa, e as demais, em vermelho, 60 MPa. É possível observar que os trechos de pilares e vigas alteram suas cores a cada dez pavimentos, quando mudam de seção e resistência.

Figura 33 – Modelo tridimensional completo do Edifício CAARC realizado no ETABS



fonte: adaptado de Guerzoni (2020)

Outras configurações relevantes adotadas na modelagem referem-se ao ponto cardinal de inserção: topo central para vigas e lajes e no centroide para pilares. A opção de *end offsets* é atribuída no modo automático, o fator de zona rígida é de 0,5.

A não linearidade física do material foi considerada pela atribuição de coeficientes redutores do momento de inércia pela função de *property modifiers*. As vigas receberam coeficiente 0,4 e pilares, 0,8, de acordo com a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2023).

Tanto o SAP2000, como ETABS, nas versões utilizadas, não possuem as normas brasileiras inseridas em suas configurações para seleção pelo usuário, como ocorre com diversas outras normas internacionais. A norma para dimensionamento da estrutura de concreto selecionada é o código norte-americano ACI-318-14. A escolha da normativa para análise é um passo obrigatório na criação de um novo modelo no ETABS, porém, a validação descrita não inclui a etapa de verificação e dimensionamento dos elementos.

4.2.2 Carregamentos considerados

Estão consideradas ações verticais permanentes e acidentais, conforme tabela detalhada por Guerzoni (2020). O carregamento acidental de 2 kN/m^2 está distribuído uniformemente sobre as lajes. No modelo do SAP2000 foi considerada uma carga distribuída sobre a laje equivalente ao seu peso próprio de 5 kN/m^2 , não sendo inserida no ETABS, pois o peso próprio dos elementos é calculado automaticamente.

A ação horizontal provocada pela incidência do vento na estrutura foi modelada seguindo a norma europeia EN 1991-1-4 (CEN, 2005), disponível dentro das configurações pré-definidas de carga de vento no SAP 2000 e ETABS. A modelagem da carga de vento dá-se pela inserção de dados de entrada pelo usuário. As informações aplicadas na presente modelagem estão apresentadas na Tabela 5 na sequência. A direção da incidência de vento ocorre na maior face do edifício, neste caso, na direção do ângulo de 90° . As cargas são aplicadas nos diafragmas rígidos, comportamento atribuído para as lajes de cada pavimento, do primeiro pavimento até o topo.

São gerados quatro modelos de análise distintos, combinando velocidade de vento, de 40 m/s ou 50 m/s , inseridas como 27 m/s e 35 m/s , respectivamente, conforme cálculo de V_b . E categoria do terreno, I ou III, equivalentes à categoria 2 e 4 da norma brasileira NBR 6123

(ABNT, 1988). Desta forma, ficam denominados os modelos como: Modelo V40-Cat2; Modelo V40-Cat4; Modelo V50-Cat2; e, Modelo V50-Cat4.

Tabela 5 – Parâmetros de entrada para carregamento de vento pela EM 1991 (2005)

Coeficiente de barlavento (<i>Windward Coefficient</i>)	0,8
Coeficiente de sotavento (<i>Leeward Coefficient</i>)	0,5
Velocidade do vento - V_0 [m/s]	27 e 35
Categoria do terreno	I e III
Fator orográfico - $C_0(z)$	1
Fator de turbulência - K_1	1
Fator estrutural - $C_s C_d$	1
Densidade do ar - ρ [kg/m ³]	1,25

fonte: adaptado de Guerzoni (2020)

4.2.3 Combinação de ações

Para obtenção dos resultados de deslocamento máximo no topo do edifício foi considerada a combinação frequente para as análises no Estado Limite de Serviço (ELS) da norma europeia EN 1990 (CEN, 2002), descrita na Equação 12. A análise considerou a não linearidade geométrica global através da função P-Delta com grandes deslocamentos.

$$F_{d,serv} = F_g + 0,2F_{vento} + 0,3F_q \quad (12)$$

Sendo,

F_g – ação permanente direta;

F_{vento} – ação do vento calculada pela EN 1991 (2005);

F_q – ação acidental vertical na laje.

4.2.4 Análise de resultados

O primeiro parâmetro analisado é o somatório de reações de apoio verticais resultantes após o processamento do ETABS em comparação com os valores descritos por Guerzoni (2020). A

diferença percentual foi de 3,7%, sendo uma redução no ETABS, conforme descrito na Tabela 6.

Tabela 6 – Resultado do somatório de reações de apoio verticais (em kN) para o Edifício CAARC no SAP2000 e ETABS

Modelo	Reações de apoio verticais [kN]	Variação percentual
SAP2000 v.20 (GUERZONI, 2020)	1.025.428	-3,7%
ETABS v.19	987.561	

fonte: Autora (2022)

É importante observar que no modelo do Edifício CAARC foi descrito pelo autor (GUERZONI, 2020) que está ativada a opção *end offsets*. Também, a carga das lajes foi inserida manualmente no SAP2000 e calculada automaticamente no ETABS, desta maneira, infere-se que a divergência de reações de apoio verticais provém da desconsideração da sobreposição de seção de lajes com vigas e demais aproximações internas.

Os resultados de deslocamento no topo do edifício, obtidos com o uso do SAP2000, estão apresentados na Tabela 7, na coluna ao lado, os valores resultantes da modelagem no *software* ETABS. Percebe-se uma variação quase nula entre os *softwares* considerados para o caso de menor velocidade e menor categoria de terreno (V40-Cat2), que representa uma área com menos obstáculos.

Tabela 7 – Resultados de deslocamento horizontal no topo (em cm) para o Edifício CAARC no SAP2000 e ETABS

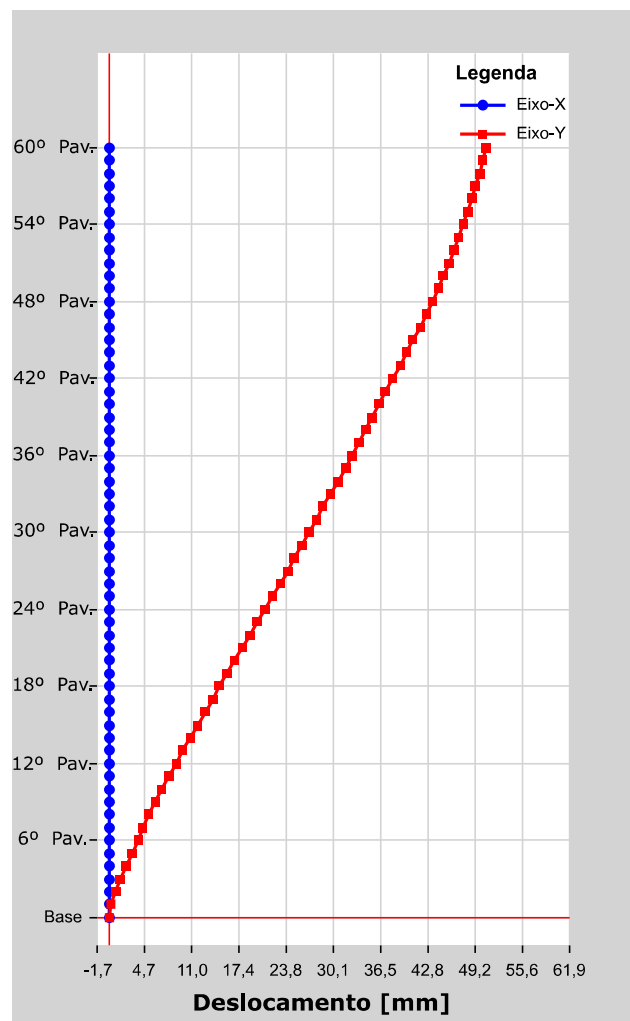
Modelo	Deslocamento horizontal no topo [cm]		Variação percentual
	SAP2000 v.20 (GUERZONI, 2020)	ETABS v.19	
V40-Cat2	5,10	5,07	-0,59%
V40-Cat4	3,91	4,14	5,82%
V50-Cat2	8,10	8,52	5,17%
V50-Cat4	6,59	6,95	5,5%

fonte: Autora (2022)

Os outros três modelos analisados resultaram numa diferença de cerca de 5% no comparativo entre SAP2000 e ETABS. Considerou-se verificada a utilização do *software* em elasticidade linear com não linearidade geométrica e física aproximada. Infere-se que esta variação se deve à carga de vento determinada automaticamente por cada *software*.

A Figura 34 demonstra forma gráfica de se verificar o comportamento da estrutura em relação aos deslocamentos laterais. Este gráfico de deslocamento se refere ao modelo V40-Cat-2, com deslocamento no topo de 5,0697 cm. Não há deslocamentos na direção X pois a incidência do vento considerada foi na maior face do edifício, à 90°, direção do eixo global Y, além da simetria de distribuição da rigidez da estrutura.

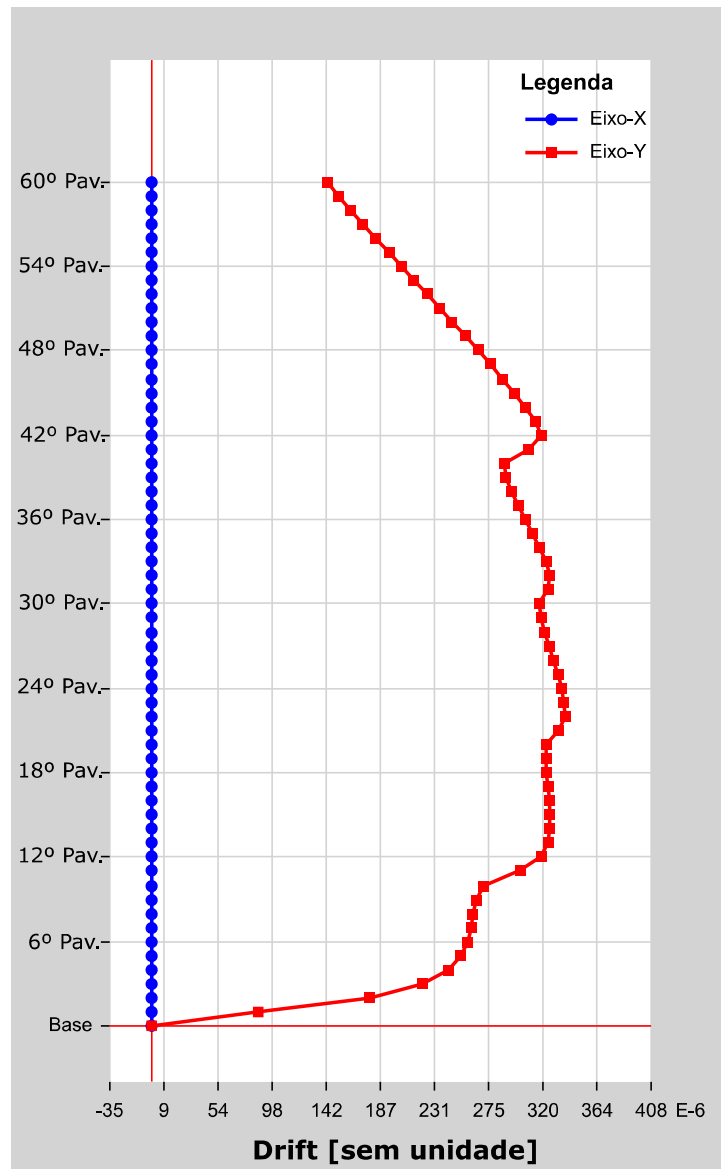
Figura 34 – Representação gráfica do deslocamento horizontal máximo pela combinação frequente do edifício CAARC para o modelo V40-Cat2



fonte: Autora (2022)

Outro parâmetro obtido na análise é o deslocamento entre pavimentos (*drifts*), verificados de forma gráfica, como apresentado na Figura 35, que se refere também ao modelo V40-Cat-2. Neste, o valor máximo da razão entre o deslocamento horizontal dividido pela altura do pavimento foi de 0,000337. É possível observar que as variações acentuadas no comportamento do gráfico ocorrem quando há mudança na rigidez do edifício a cada 10 pavimentos, quando ocorre diminuição das seções dos elementos. Até o 40º pavimento a tendência do valor do *drift* segue aumentando, a partir do pavimento que ocorre alteração na resistência do concreto, o comportamento da curva tende para valores reduzidos, invertendo o sentido de crescimento.

Figura 35 – Representação gráfica do deslocamento entre pavimentos



fonte: Autora (2023)

5 EDIFÍCIO DE LAJES LISAS EM CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO

Neste capítulo, é apresentado o edifício selecionado como estudo de caso, baseado no projeto executivo de um edifício de lajes lisas em concreto armado. As informações do projeto foram fornecidas para fins de pesquisa pela empresa *Glotman Simpson Consulting Engineers*, sediada em Vancouver, Canadá. Essa edificação foi projetada para a região de Vancouver, seguindo normas e diretrizes canadenses. No entanto, neste estudo, o projeto foi adaptado para atender às normas nacionais brasileiras, permitindo análises e discussões sobre semelhanças e diferenças na concepção estrutural de edifícios em concreto entre os dois países.

Também são descritas nesta etapa as informações pertinentes à modelagem específica deste edifício no *software* ETABS. Para fins de verificação numérica, é realizada uma aferição entre as respostas modais obtidas via ETABS com as informações fornecidas pela empresa projetista.

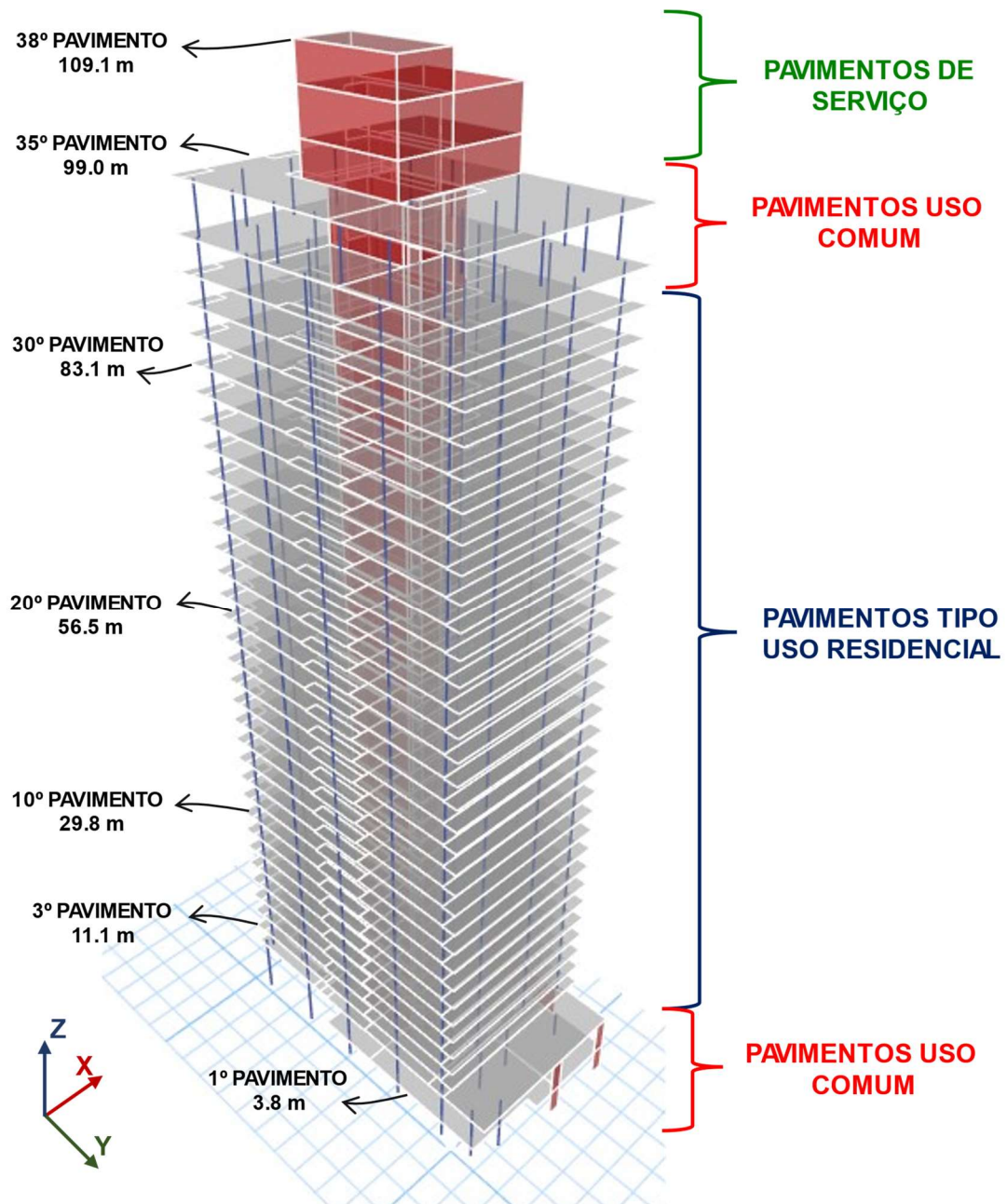
5.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

O edifício de 38 pavimentos de lajes lisas é composto por uma torre residencial, com os dois primeiros e os dois últimos pavimentos destinados a áreas de acesso comum. Os primeiros pavimentos formam a base da torre. No térreo, localiza-se o *hall* de pé direito duplo, estacionamento para bicicletas e salas de equipamentos e medidores. Acima, está o primeiro pavimento, que possui área reduzida, acomodando academia, salas para gerador e duas unidades de apartamento. O projeto original inclui ainda cinco pavimentos de garagem no subsolo, mas esses não são abordados neste estudo.

O segundo pavimento apresenta lajes de transição que marcam a mudança na estrutura do edifício, a partir deste ponto, iniciam-se os pavimentos tipo com unidades residenciais. Essas unidades são distribuídas em três *layouts* de apartamentos: *studio*, um dormitório, dois dormitórios e três dormitórios. Os pavimentos tipo residenciais se estendem do 3º ao 33º pavimento. O 34º pavimento é de uso coletivo, com espaço de estar e jantar, sala de jogos e *coworking*. O 35º pavimento é utilizado como terraço e sala de máquinas. Os demais pavimentos formam o volume de continuação da casa de máquinas.

A Figura 36 apresenta uma vista tridimensional do edifício modelado no *software* ETABS. A altura total é de 109,10 m, o último piso com acesso comum é o 35º pavimento, com cota de 99,05 m. O pé direito entre lajes do pavimento tipo é de 2,67 m, os demais pavimentos com usos especiais possuem altura maior, como indicado no corte.

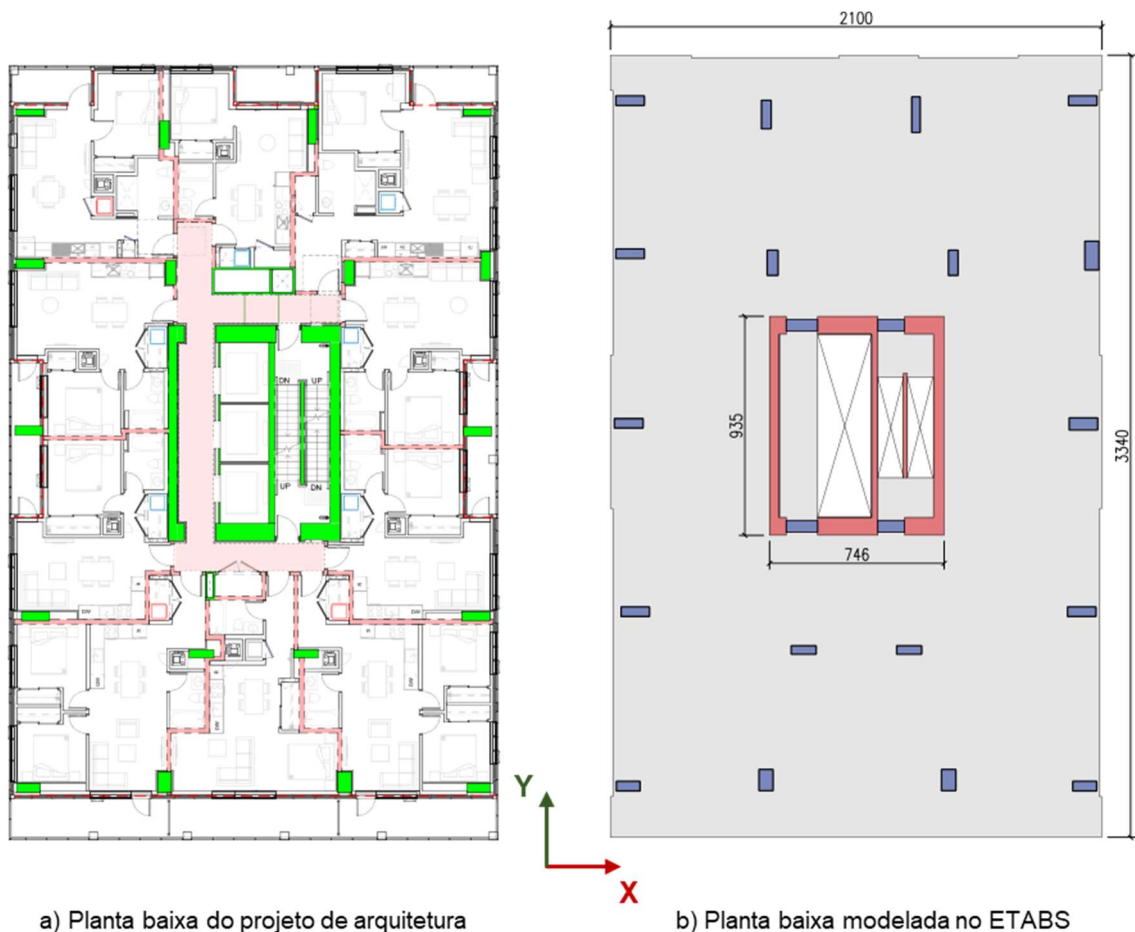
Figura 36 – Representação esquemática tridimensional do edifício de lajes lisas



fonte: Autora (2023)

Na modelagem do pavimento tipo, adota-se uma planta padrão com carga permanente e acidental constante ao longo dos trinta e um pavimentos. Houve variações nas dimensões das seções e nas classes de resistência do concreto (f_{ck}) das colunas, detalhes apresentados no item 5.2.1 A planta baixa arquitetônica (a) e a planta baixa modelada (b) do pavimento tipo são apresentadas na Figura 37, onde é possível visualizar o núcleo rígido no centro do pavimento e a organização na distribuição dos pilares atendendo os condicionantes arquitetônicos. Na direção do eixo global Y, de maior dimensão em planta, há trechos em balanço nas duas extremidades do pavimento que formam sacadas e, no outro sentido, os pilares estão recuados da distância do revestimento de vedação da fachada.

Figura 37 – Planta baixa do pavimento tipo conforme projeto de arquitetura (a) e modelagem no *software* Etabs (b) com unidades em cm



fonte: adaptado de GS Consulting Engineers (2023)

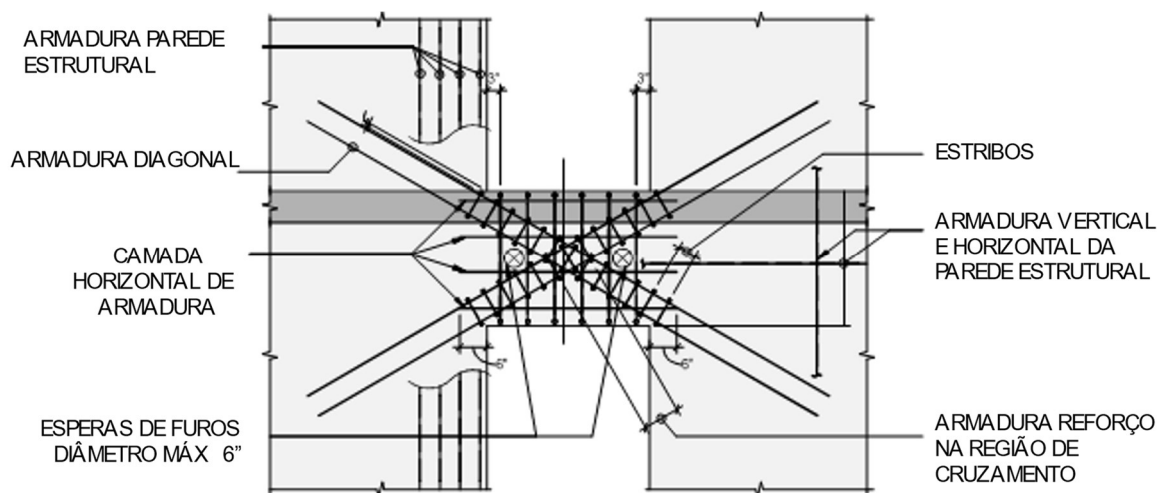
As dimensões do projeto original estão no Sistema Imperial Inglês, na modelagem foi realizada a conversão para Sistema Internacional de Unidades (SI), assim, as cotas apresentadas estão

aproximadas para até duas casas decimais. As plantas baixas para os demais pavimentos estão no Apêndice A.

5.2 PROJETO ESTRUTURAL

O projeto estrutural do edifício tem o núcleo rígido como principal elemento no sistema de forças laterais, sendo formado por paredes unidas entre si de forma perpendicular. Onde há abertura de portas há uma viga ligando as paredes, fazendo com que a estrutura trabalhe de forma acoplada. Estas vigas recebem o nome de *header* no projeto estrutural e possuem armaduras detalhadas de forma diagonal, a Figura 38 apresenta um detalhe típico deste reforço. Na modelagem no *software* ETABS não são consideradas armaduras.

Figura 38 – Detalhe esquemático do reforço em vigas *header*



fonte: adaptado de GS Consulting Engineers (2023)

Outra característica do edifício são as zonas de transição localizadas no segundo pavimento, é neste piso que nascem pilares para formação da configuração da planta do tipo. As zonas foram modeladas através do elemento *shell*, atribuindo a espessura indicada no projeto estrutural, conforme planta do pavimento no Apêndice A.

As últimas três lajes do modelo formam os pavimentos de serviço do topo do edifício, de acordo com o projeto estrutural, este volume é fechado por paredes em concreto armado. Este volume cria uma massa significativa no topo do edifício concentrada em um lado específico da planta a partir do núcleo rígido. As informações estão no conjunto de plantas do Apêndice A.

5.2.1 Geometria e materiais

O projeto estrutural apresenta redução no f_{ck} dos elementos de pilares, paredes do núcleo e vigas *header* ao longo da altura do edifício. As lajes mantêm f_{ck} de 35 MPa constante em todos os pavimentos e no tipo têm espessura de 20,3 cm.

A Tabela 8 apresenta a resistência do concreto dos pilares por faixas de pavimentos e valores de módulo de elasticidade do concreto (E) utilizados na definição do material no *software* ETABS conforme a norma canadense CSA A23.3-04 (2014). As informações são utilizadas na verificação do modelo conforme item 5.3. A seção de cada pilar sofre pelo menos uma redução ao longo da altura do edifício, as informações de dimensões dos pilares são apresentadas no Apêndice B.

Tabela 8 – Valores de f_{ck} (MPa) e E (GPa) de pilares por pavimentos conforme norma CSA A23.3-04 (2014)

Pavimentos	f_{ck} [MPa]	E [GPa]
Térreo – 8°	60	34,602
9° – 19°	45	30,951
20° – 35 °	35	28,165

fonte: Autora (2023)

Da mesma maneira, a Tabela 9 apresenta o f_{ck} e respectivos módulos de elasticidade referente às paredes estruturais do núcleo e vigas *header*. As vigas mantêm seção constante de 51 cm x 76 cm em todos os pavimentos. As paredes também possuem seção constante entre o térreo e o 35° pavimento. A espessura das paredes é reduzida a partir do 36° pavimento que compõe o volume de casa de máquinas.

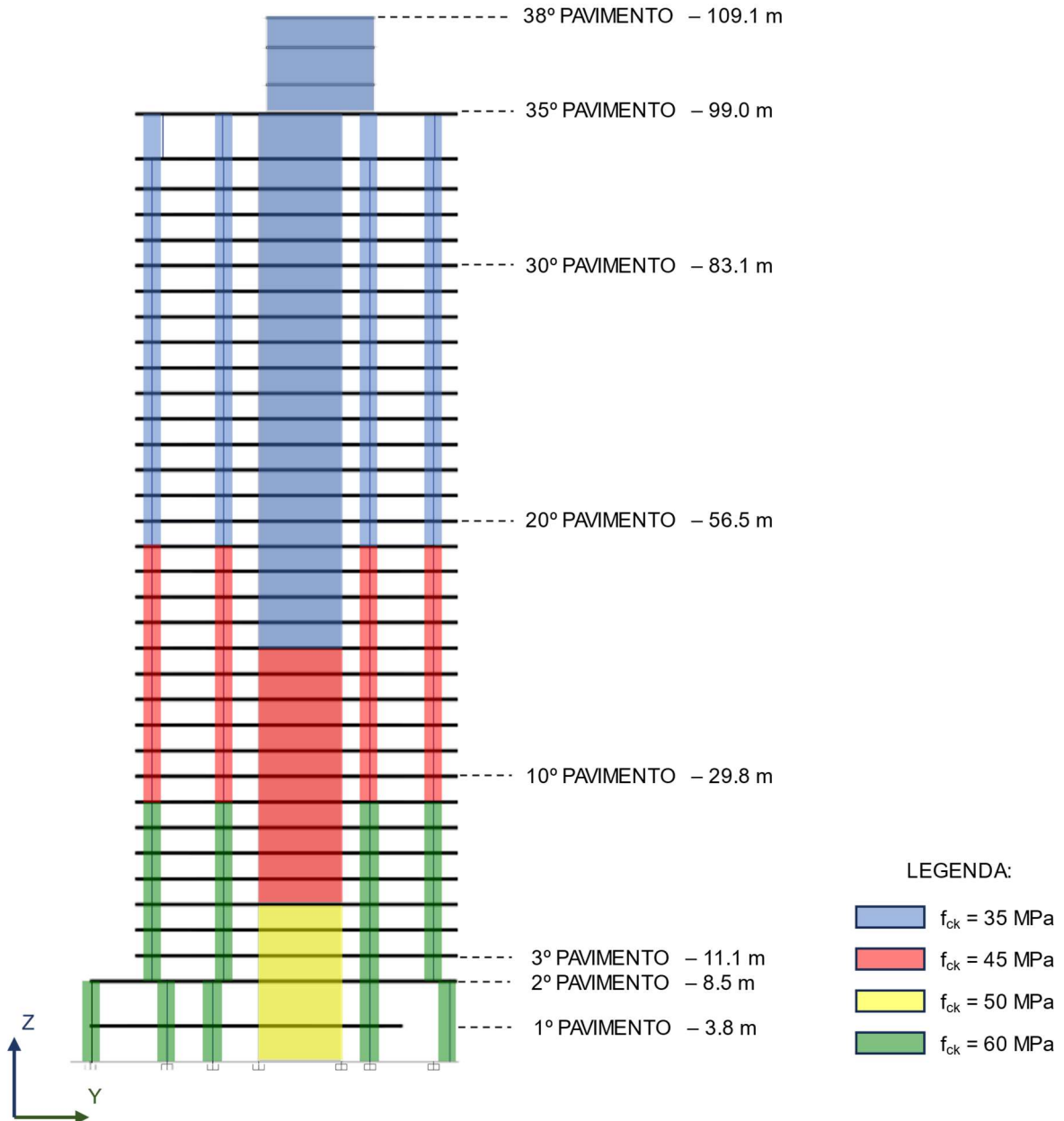
Tabela 9 – Valores de f_{ck} de paredes de núcleo e vigas *header* por pavimentos.

Pavimentos	f_{ck} [MPa]	E [GPa] CSA A23
Térreo – 5°	50	32,228
6° – 15°	45	30,951
16° – 38°	35	28,165

fonte: Autora (2023)

A Figura 39 apresenta novamente o corte esquemático do edifício, desta vez com legenda de cores para visualizar a variação de f_{ck} dos elementos de pilares, paredes e vigas header ao longo de toda altura.

Figura 39 – Corte esquemático com legenda de cores para a variação de f_{ck} do núcleo rígido e pilares ao longo da altura do edifício



fonte: Autora (2023)

5.2.2 Carregamentos

Como carga permanente incidindo na estrutura está o peso próprio definido pelo *software* e uma carga adicional sobre as lajes de todos os pavimentos de 1 kN/m^2 , prevendo cargas de revestimentos. Esta carga foi incluída na matriz massa do edifício, sendo contabilizada na análise modal e será mantida como permanente na validação inicial e em todos os modelos.

Há três tipos de carga acidental sobre lajes: áreas residenciais, área de sacada e área de uso comum. O primeiro, é composto pelas unidades de apartamentos, sendo aplicado $1,5 \text{ kN/m}^2$ na área residencial. O segundo grupo possui carga de $2,5 \text{ kN/m}^2$ e foi aplicado nas sacadas dos apartamentos. O carregamento dos locais de uso comum tem magnitude de 3 kN/m^2 e incide nos corredores de cada pavimento e nos pavimentos que possuem áreas de uso compartilhado conforme definido pela arquitetura. Os valores seguem as recomendações da NBR 6120 (ABNT, 2019). A área de localização de cada carregamento acidental está indicada na planta baixa dos pavimentos no Apêndice A.

Não será considerada a carga sísmica, apesar de presente no projeto original devido a localização geográfica do edifício. A NBR 15421 (ABNT, 2023) dispensa a exigência de requisitos de resistência sísmica para estruturas localizadas na zona sísmica definida como 0, que corresponde a grande parte do território nacional.

Assim, a carga lateral inserida no modelo é referente ao vento. Foram consideradas as forças (F_x e F_y) e momento (M_z) previstas como carga de vento estática em um período de retorno de 50 anos para estado limite último, considerando amortecimento de 2%. O Anexo A contém a tabela com os valores de forças e momento aplicados no diafragma de cada pavimento no ETABS, as informações foram cedidas junto com os documentos de projeto e convertidas para o SI.

5.2.3 Coeficientes de rigidez

A consideração da não linearidade física do material é realizada de forma aproximada pela atribuição de coeficientes minoradores de rigidez aos elementos. Para a validação descrita no item 5.3 estão atribuídos coeficientes do manual *Concrete Design Handbook* (CAC, 2016), que apresentam significativo refino em comparação com o recomendado pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023). O Quadro 1 apresenta os valores recomendados para redução do momento

de inércia da seção (I_g) e da área de corte (A_g) da seção para análise do estado limite de serviço ou estado limite último.

Quadro 1 – Coeficientes de rigidez efetiva para elementos considerando ação do vento recomendados pelo *Concrete Design Handbook* (CAC, 2016)

Tipo de elemento	Dimensionamento para ELS	Dimensionamento para ELU
Vigas de acoplamento com reforço não em diagonal	0,50 I_g 0,40 A_g	0,40 I_g 0,25 A_g
Vigas de acoplamento com reforço em diagonal	0,45 I_g 0,45 A_g	0,35 I_g 0,40 A_g
Paredes estruturais	0,95 I_g 0,95 A_g	0,75 I_g 0,75 A_g
Lajes	0,35 I_g	0,20 I_g
Lajes protendidas	0,60 I_g	0,45 I_g
Vigas (exceto vigas de acoplamento)	0,50 I_g 0,75 A_g	0,40 I_g 0,50 A_g
Pilares	1,0 I_g 1,0 A_g	0,70 I_g 0,70 A_g

fonte: adaptado de CAC (2016)

5.3 VERIFICAÇÃO DA MODELAGEM

A verificação entre o modelo construído no *software* ETABS e o projeto original ocorreu pela análise dos resultados de análise modal. Para análise em ELU foram modelados somente as lajes e os elementos que fazem parte do sistema de resistência às forças laterais, neste caso, as paredes do núcleo rígido e vigas de acoplamento, assim, nesta etapa não há modelagem de pilares. As classes de resistência do concreto e coeficientes de não linearidade física foram atribuídas conforme descrito nos itens anteriores para cada elemento estrutural. A não linearidade geométrica foi considerada pelo método P-delta.

No Anexo A, juntamente com as forças laterais de vento, estão os períodos resultantes para os três primeiros modos de vibração considerando a situação de ELU. A partir do período, determinou-se as frequências naturais, resultados que estão apresentados na Tabela 10 com as respostas obtidas via ETABS para esta mesma análise e a variação percentual.

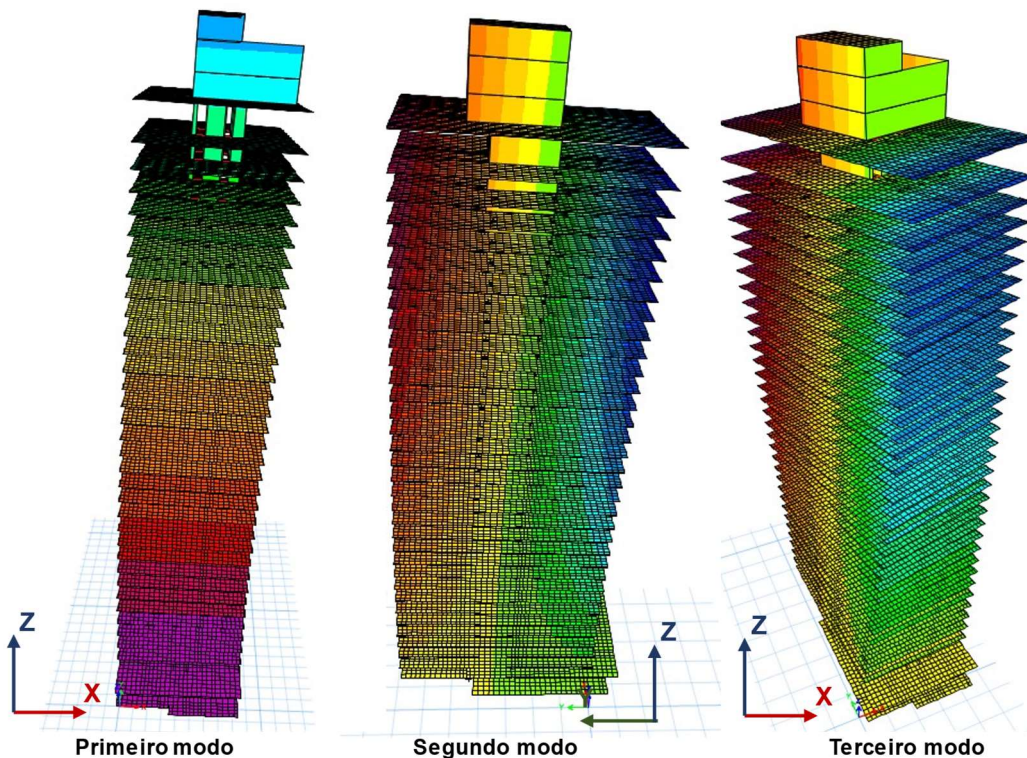
Tabela 10 – Comparativo entre as frequências para os três primeiros modos de vibração de projeto e obtidos no *software* ETABS

Caso Modal	Frequência de projeto [Hz]	Frequência modelagem ETABS [Hz]	Varição percentual
1	0,198	0,195	1,64%
2	0,260	0,251	3,39%
3	0,370	0,360	2,56%

fonte: Autora (2023)

Considerando uma variação percentual mínima entre os resultados obtidos na modelagem no *software* ETABS e as frequências considerados no projeto o modelo desenvolvido está considerado de acordo para continuação da pesquisa. A Figura 40 apresenta a configuração para os três primeiros modos avaliados nesta etapa.

Figura 40 – Três primeiros modos de vibração para verificação da modelagem



fonte: Autora (2023)

6 ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta etapa, os resultados das análises paramétricas e análise sequencial, obtidos na pesquisa, estão organizados por itens. O primeiro tópico refere-se ao modelo do edifício de lajes lisas, referido a partir deste capítulo como Modelo de Referência (MR), analisado de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023). O modelo apresentado no capítulo anterior, estabelecido a partir do projeto executivo, será denominado de Modelo Original. Os demais itens discutem o uso de elementos de viga de borda; espessura da laje dos pavimentos; espessura das paredes que compõem o núcleo rígido; inclusão de elementos de *outrigger* e *belt-truss*; e, análise sequencial do Modelo de Referência.

O Quadro 2 abaixo resume os modelos que compõem a análise paramétrica para cada solução proposta. A partir destes modelos foram obtidos os resultados apresentados neste capítulo. Cada solução é apresentada tendo como referencial o modelo de lajes lisas. Para o caso da inclusão de elementos de contraventamento, a planta baixa do tipo foi adaptada, recebendo o nome de Modelo de Referência 01 (MR01).

Quadro 2 – Soluções e modelos propostos para análise paramétrica

Solução proposta	Modelos
Inclusão de vigas de borda no pavimento tipo	Lajes lisas (MR) Vigas h=20,3 cm Vigas h=30 cm Vigas h=40 cm Vigas h=50 cm
Varição na espessura das lajes do pavimento tipo	Lajes h=10 cm Lajes h=16 cm Lajes h=20,3 cm (MR) Lajes h=25 cm Lajes h=30 cm
Varição proporcional na espessura das paredes que compõem o núcleo rígido entre a base e 35° pavimento	Paredes e=0,5 Paredes e=0,75 Paredes e=1 (MR) Paredes e=1,25 Paredes e=1,5
Inclusão de elementos de contraventamento entre o 19° e 20° pavimento	Lajes lisas adaptado (MR01) <i>Outrigger</i> <i>Belt-truss</i> <i>Outrigger + Belt-truss</i>

fonte: Autora (2023)

6.1 MODELO DE REFERÊNCIA DE LAJES LISAS

A modelagem do edifício referência com lajes lisas deste estudo considera os parâmetros das normas brasileiras por entender o contexto nacional da pesquisa. Assim, o arquivo apresentado e validado no capítulo anterior teve parâmetros alterados para estar de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Em relação ao material, o módulo de elasticidade do concreto adotado é o módulo de deformação secante (E_{cs}), com valores estimados pela tabela 8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023) para cada f_{ck} do projeto conforme Quadro 3.

Quadro 3 – Valores de f_{ck} e módulo secante do concreto conforme NBR 6118 (ABNT, 2023)

f_{ck} [MPa]	E_{cs} [GPa]
35	29
45	34
50	37
60	40

fonte: Autora (2023)

A não linearidade física do material é considerada de forma aproximada através de coeficientes redutores do produto da inércia bruta (I_c) e do módulo de deformação do concreto (E_c), indicados no item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023). Sendo: $0,8 E_c I_c$ para pilares; $0,4 E_c I_c$ para vigas, e; $0,3 E_c I_c$ para lajes. Comparando este tópico de coeficientes entre norma brasileira e canadense, conforme item 5.2.3, verifica-se uma simplificação em que elementos não são mencionados, como paredes, variações no tipo de laje, além de não esclarecer se os coeficientes devem ser usados para ELS e ELU. No modelo desenvolvido, além dos valores de pilares, vigas e lajes, foram atribuídos os coeficientes de pilares para paredes. Para as lajes de espessura elevada, que trabalham como uma transição, foram adotados coeficientes de vigas. As combinações de carga inseridas no modelo seguem o item 3.5

6.1.1 Estado limite de serviço

Os primeiros resultados examinados para entender o comportamento estrutural do edifício são o deslocamento horizontal máximo no topo, considerando o 35º pavimento, último piso da torre com acesso comum e o 38º pavimento, último piso considerando o volume com pavimentos de serviço, e o deslocamento horizontal máximo entre pavimentos, considerando o *drift*, razão do deslocamento horizontal entre dois pavimentos pelo desnível entre pavimentos. O valor máximo de *drift* ocorre entre os pavimentos 20 e 24.

Ambos os resultados mencionados se referem à análise de ELS e são verificados com os valores máximos aceitáveis impostos pela NBR 6118 (ABNT, 2023). Na Tabela 13.3, da referida norma, é indicado que o movimento lateral de edifício, provocado pela ação do vento, para combinação frequente, tem limite de $H/1700$, onde H é altura total do edifício. Para o limite de deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de cargas horizontais, indica-se $H_i/850$, sendo H_i o desnível entre dois pavimentos consecutivos.

A Tabela 11 apresenta os resultados obtidos no sentido do eixo global X, de menor inércia global, para o Modelo de Referência e os valores máximos estipulados pela NBR 6118 (ABNT, 2023). O deslocamento horizontal no topo da torre, aos 99 m, representa 86% do valor máximo de 58,26 mm.

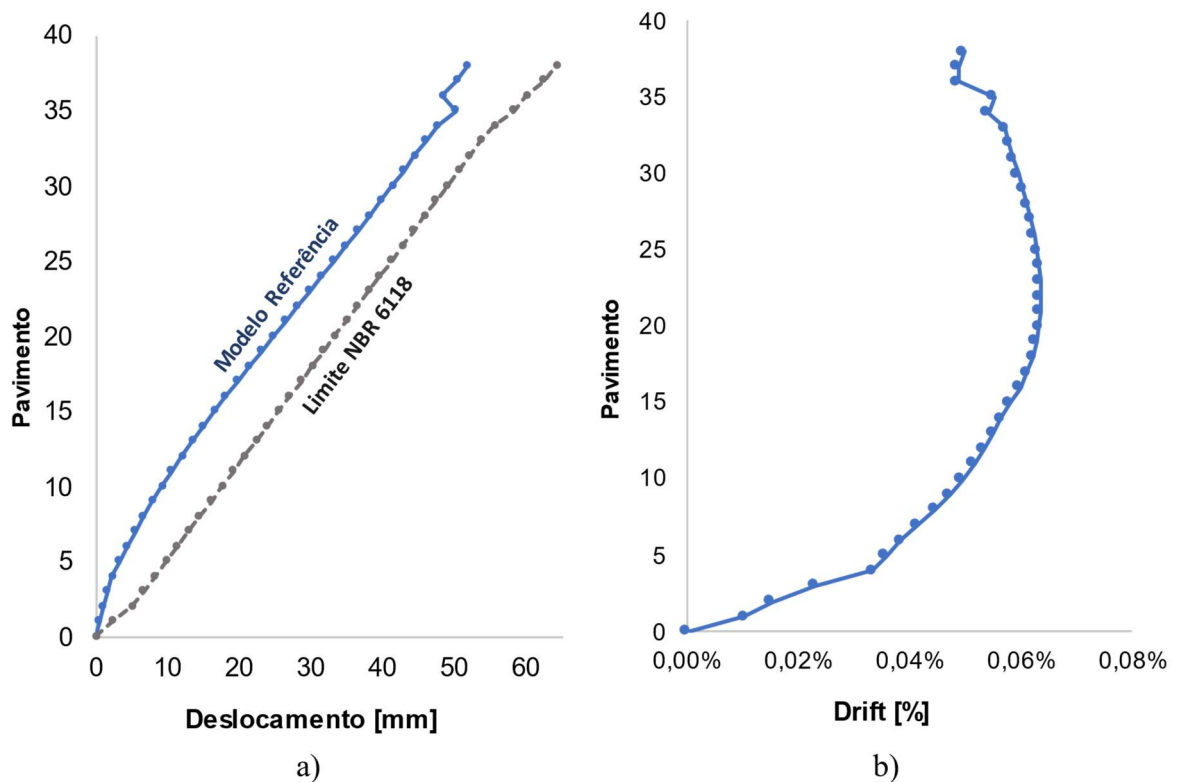
Tabela 11 – Deslocamento horizontal no topo para Modelo de Referência

Pavimento	Valor absoluto [mm]	Verificação para Limite NBR 6118
35°	50,135	58,265 (86%)
38°	51,749	64,212 (81%)

fonte: Autora (2023)

Calculando o percentual máximo de *drift*, considerando $H_i/850$, para NBR 6118 (ABNT, 2023), resulta em aproximadamente 0,12%. A Figura 41 apresenta a plotagem para deslocamento horizontal no topo (a) e *drift* (b) em função do pavimento, onde é possível visualizar que o valor máximo de *drift*, de 0,064%, é alcançado no 22° pavimento, estando consideravelmente abaixo do limite de norma. Ambos os gráficos se complementam por refletir o comportamento de deslocamento horizontal, onde é possível perceber que o volume no topo do edifício influi nos deslocamentos, por não estar simétrico na planta do edifício.

Figura 41 – Deslocamento horizontal por pavimento (a) e Percentual de *drift* por pavimento (b)



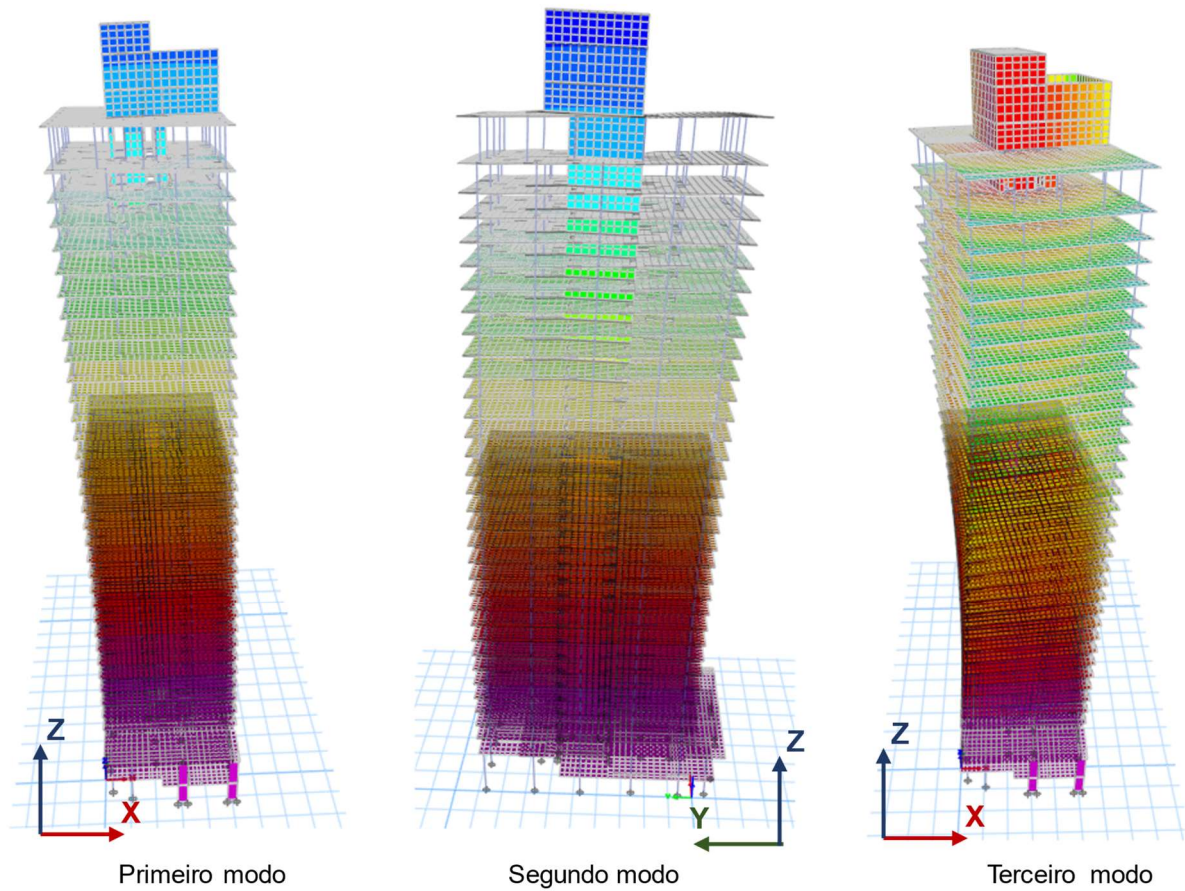
fonte: Autora (2023)

Também pela representação gráfica de *drift*, é visível a influência do segundo pavimento de transição nos subsequentes, entre a base e o terceiro pavimento o percentual de deslocamento entre pavimentos se mantém baixo. A partir do quarto pavimento, onde iniciam os pavimentos tipo, o valor se torna mais uniforme.

6.1.2 Análise modal

A Figura 42 apresenta o comportamento dos três primeiros modos para o Modelo de Referência, onde têm-se o primeiro modo de flexão na direção do eixo global X, segundo modo de flexão no eixo global Y, e o terceiro modo de rotação no eixo Z. A Tabela 12 informa os respectivos valores de frequência natural para cada modo para o Modelo de Referência.

Figura 42 – Três primeiros modos de vibração para o Modelo de Referência



fonte: Autora (2023)

Tabela 12 – Valores de frequência para os três primeiros modos do Modelo de Referência

Modo	Frequência [Hz]
Primeiro	0,245
Segundo	0,310
Terceiro	0,481

fonte: Autora (2023)

6.1.3 Estado limite último

Estando o Modelo de Referência definido, foram coletados resultados do somatório de reações de apoio verticais e momento na base das paredes do núcleo para combinação normal de ELU para mensurar o impacto das configurações estudadas na carga das fundações, volume de

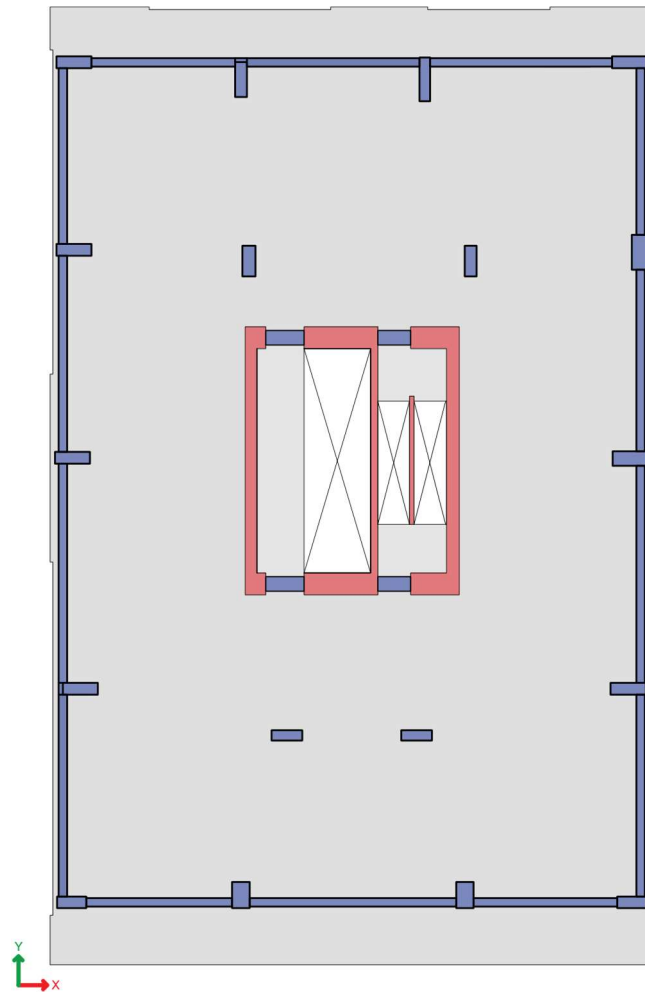
concreto e momento na base para dimensionamento de armaduras. Os valores obtidos e tomados como referência para os próximos itens são de 373.530,91 kN para o somatório das reações de apoio na base e 131.930,41 kN.m para o momento resultante na base do núcleo rígido.

A verificação do impacto no comportamento de momento no núcleo rígido ocorre por este ser o principal elemento no sistema de resistência às cargas laterais do edifício em sua configuração atual. A partir desta primeira análise, entende-se que o projeto original, quando importado para parâmetros das normativas brasileiras, mantém a coerência e pertinência, estando acertado para análises paramétricas propostas na pesquisa.

6.2 SITUAÇÃO COM VIGAS DE BORDA

Dentro do estudo paramétrico, a primeira análise foi considerando inclusão de vigas de borda no perímetro de laje dos pavimentos tipo, formando pórticos rígidos na periferia do pavimento. As vigas foram modeladas com o elemento *frame*, conectadas aos pilares, quando necessário, foram inseridos na modelagem de elementos *link* rígido para conexão do nó da viga com o nó no centroide dos pilares. Analisaram-se quatro modelos com esta configuração, mantendo a largura da viga sempre em 30 cm e altura alternando entre 20,3 cm, 30 cm, 40 cm e 50 cm. A resistência do concreto atribuída a todos modelos de vigas foi de 35 MPa, mesmas características das lajes. A não linearidade física é considerada aproximada atribuindo coeficiente de 0,4 para o momento de inércia da seção bruta nos elementos de viga. A Figura 43 exibe a planta baixa esquemática do pavimento tipo com a posição das vigas de borda.

Figura 43 – Planta baixa do pavimento tipo com vigas de borda



fonte: Autora (2023)

6.2.1 Estado limite de serviço

Os resultados, obtidos para os quatro modelos propostos neste item, permitem uma análise entre as soluções e com o Modelo de Referência de lajes lisas, mencionado no item 7.1. A primeira resposta é o deslocamento horizontal no topo, para o 35º pavimento, conforme Tabela 13. São apresentados o valor total de deslocamento, a redução percentual em relação ao Modelo de Referência e em relação ao limite normativo, de 58,26 mm.

Tabela 13 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo com vigas de borda

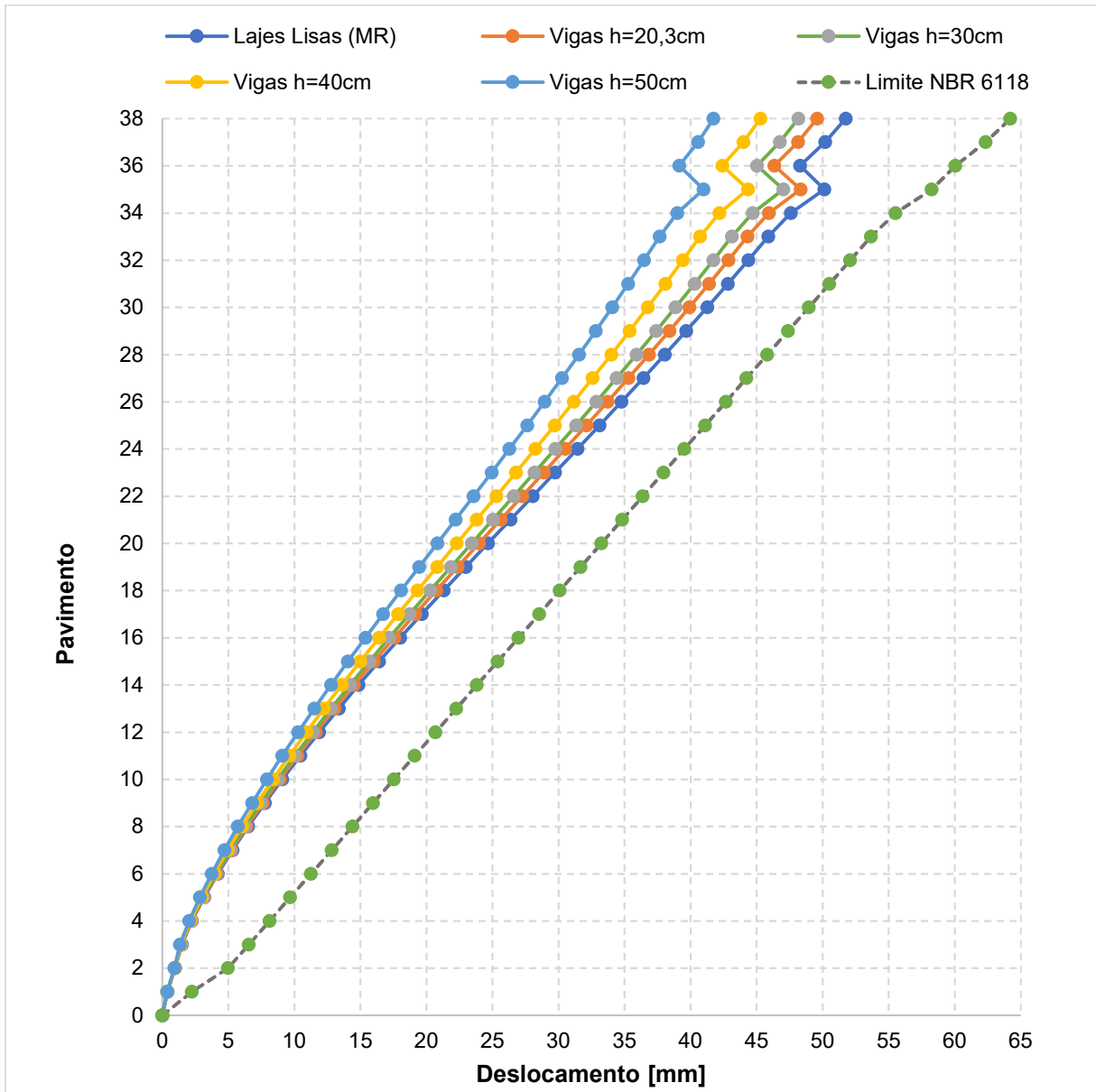
Modelo	Valor Absoluto [mm]	Verificação em relação ao Modelo de Referência	Verificação em relação ao valor limite
Lajes lisas (MR)	50,135		86%
Vigas h=20.3 cm	48,341	-3,58%	83%
Vigas h=30 cm	47,026	-6,20%	81%
Vigas h=40 cm	44,367	-11,50%	76%
Vigas h=50 cm	40,992	-18,24%	70%

fonte: Autora (2023)

O primeiro modelo Vigas h=20,3 cm possui altura de vigas idêntica à da laje, mantendo o pavimento com característica de laje completamente livre, mas com resultado de deslocamento quase 4% menor que o modelo somente com elementos de lajes. A inclusão de pórticos rígidos provoca aumento na rigidez do modelo. Mesmo com o aumento proporcional na altura das vigas, a resposta no topo da torre não teve comportamento linear.

Para complementar a apresentação dos resultados, a Figura 44 mostra graficamente o deslocamento horizontal dos modelos em função da altura total. Desta forma, é possível verificar que até o 10º pavimento o uso de vigas, mesmo com altura h=50 cm, não provoca diferença significativa de comportamento. Cabe salientar que, neste edifício, a alta rigidez do segundo pavimento, de transição, causa influência nos pisos seguintes. Até o 20º pavimento é possível verificar a tendência de comportamento de cada modelo, mas ainda assim, as linhas para cada caso se sobrepõem na plotagem, indicando que as variações no valor de deslocamento máximo não são expressivas.

Figura 44 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo com vigas de borda

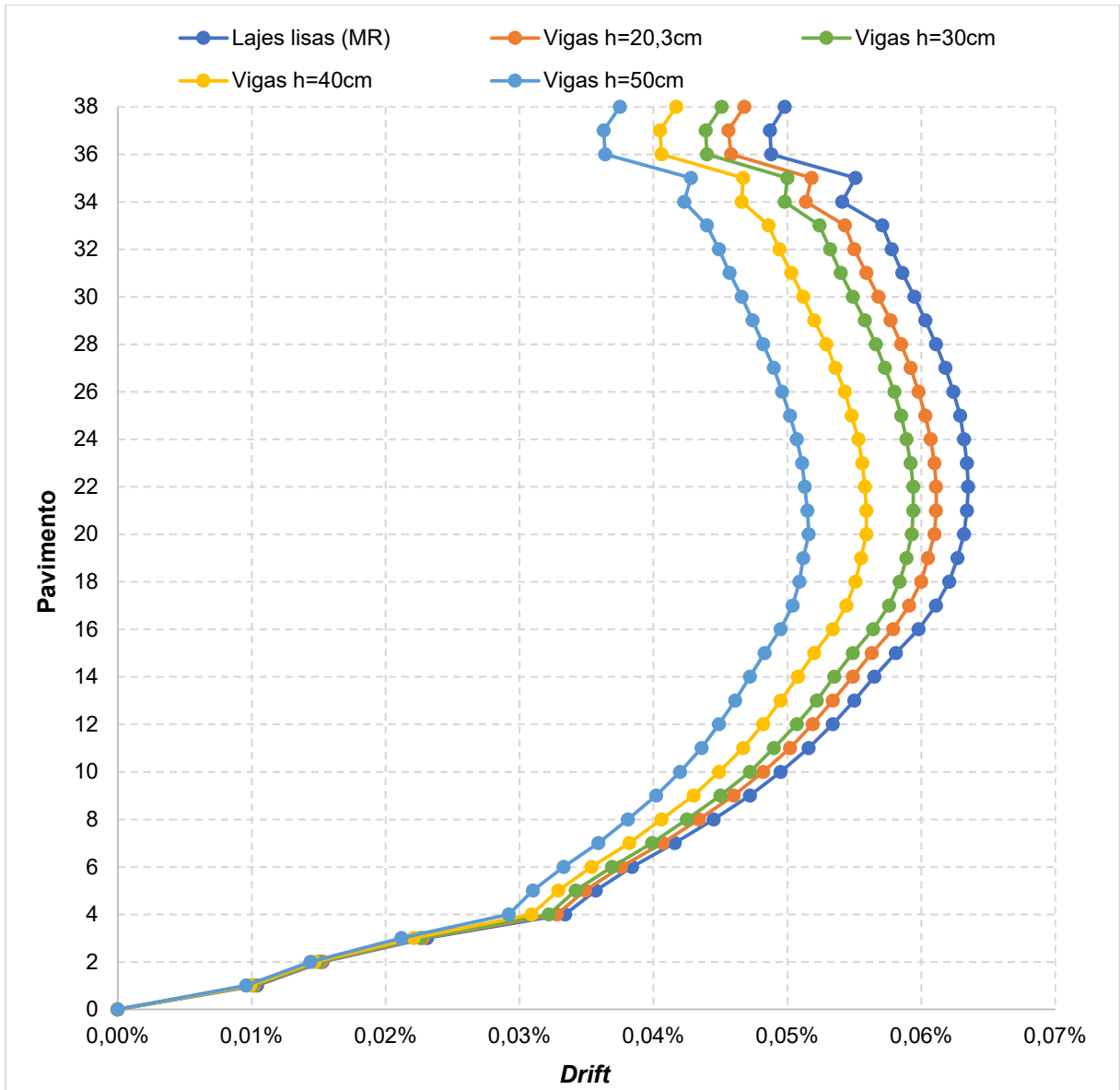


fonte: Autora (2023)

A partir do 20º pavimento então, é possível entender o comportamento de cada modelo. Os resultados no topo para Vigas h=20,3 cm e Vigas h=30 cm apresentaram variação de apenas 2,7% entre eles e 6,2% em relação ao Modelo de Referência, sugerindo não ser uma vantagem adotar vigas de borda com pouca variação além da espessura da laje. Enquanto os modelos Vigas h=40 cm e Vigas h=50 cm atingiram uma redução de 11,5% e 18% respectivamente frente ao Modelo de Referência.

Outro resultado obtido é a razão de *drift*, na Figura 45 estão plotados o percentual de *drift* para cada pavimento de cada modelo analisado neste item. Este gráfico complementa a compreensão do comportamento frente aos deslocamentos horizontais, tendo comportamento correspondente ao anterior, onde os modelos Vigas h=20,3 cm e Vigas h=30 cm possuem pouca variação entre si, e o modelo Vigas h=50 cm possui redução significativa de deslocamento em relação aos demais.

Figura 45 – *Drift* por pavimento para o estudo com vigas de borda



fonte: Autora (2023)

Para todos os modelos, o percentual de *drift* reduz a partir do 20º pavimento, entende-se que este comportamento da estrutura é causado pelo volume dos pavimentos de serviço no topo do edifício. Assim como a redução brusca no 35º pavimento, onde ocorre diminuição da área de laje. Mesmo com a adoção de vigas com altura maiores, esta tendência no comportamento da estrutura não foi alterada.

6.2.2 Estado limite último

Para combinação normal de ELU, são obtidos esforços resultantes na base do edifício. A Tabela 14 apresenta o somatório na base para reações verticais de todos os pilares e paredes e o momento resultante nas paredes do núcleo rígido.

Tabela 14 – Esforços na base para o estudo com vigas de borda

Modelo	Forças Verticais [kN]	Momento Núcleo Rígido [kN.m]
Lajes lisas (MR)	373.530,91	131.930,41
Vigas h= 20.3cm	380.135,29	128.264,36
Vigas h= 30cm	383.295,85	125.331,53
Vigas h= 40cm	386.554,19	119.585,70
Vigas h= 50cm	389.812,54	112.296,89

fonte: Autora (2023)

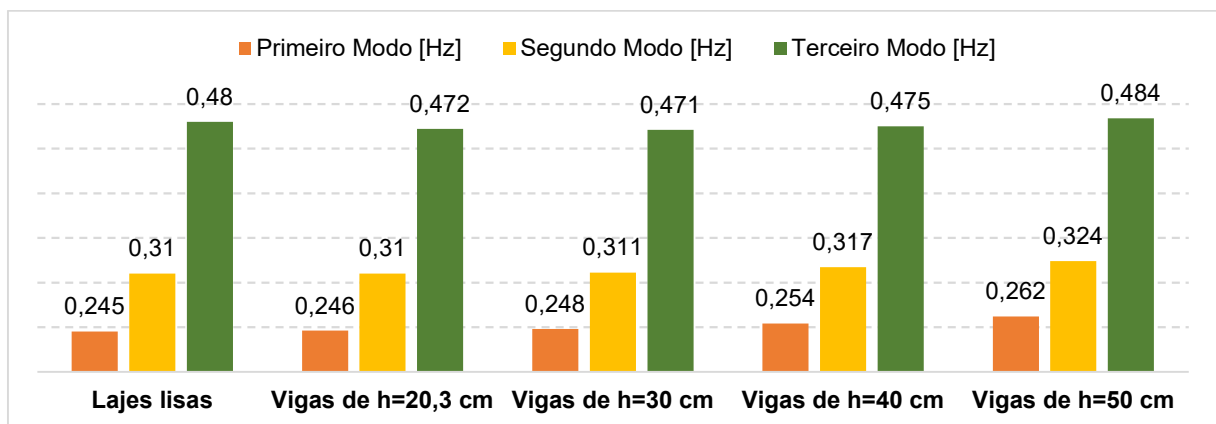
Há um acréscimo nas reações, quando são adicionadas vigas em relação ao modelo somente com lajes lisas. O peso dos elementos de vigas é somado à carga de peso próprio já existente no modelo com pilares, lajes e núcleo. Os resultados de reação seguiram aumento proporcionalmente ao aumento da altura de vigas. O momento resultante no núcleo reduziu em virtude da diminuição no deslocamento no topo e contribuição das vigas inseridas no sistema de resistência às cargas laterais.

A utilização das vigas de borda com h=50 cm, gerou um aumento de 4% nas forças verticais e uma redução de cerca de 15 % no momento resultante no núcleo rígido em comparação com o MR. Em uma comparação de consumo de aço, seria esperado uma redução significativa no consume de aço dos elementos que compõem o núcleo rígido.

6.2.3 Análise modal

As respostas referentes aos modos de vibração permaneceram inalteradas. Ao analisar as frequências dos três primeiros modos para os casos estudados, conforme mostrado na Figura 46, foram plotados os valores obtidos para cada modelo. Observou-se que o primeiro modo de vibração teve o maior aumento entre os três modos analisados, especialmente nos modelos com vigas de altura 50 cm, onde a frequência natural foi 7% maior em comparação ao modelo de referência, e de altura 40 cm, onde o aumento foi próximo de 4%. Esses resultados estão em concordância com a redução do deslocamento horizontal, indicando que esses dois últimos modelos tiveram um impacto mais significativo na rigidez da estrutura.

Figura 46 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo com vigas de borda



fonte: Autora (2023)

O segundo modo de vibração também apresentou um aumento nas respostas, porém com uma variação percentual menor. Por representar a flexão no sentido de maior rigidez da geometria do edifício, esse parâmetro é menos sensível à inclusão dos elementos de viga. Observando os resultados até o modelo Vigas h=30 cm, a variação é praticamente nula. Novamente, ocorre uma alteração mais considerável nos casos com Vigas h=40 cm, onde houve um crescimento de 2,3% na frequência, Vigas h=50 cm, com um aumento de 4,5% em relação ao modelo de lajes lisas.

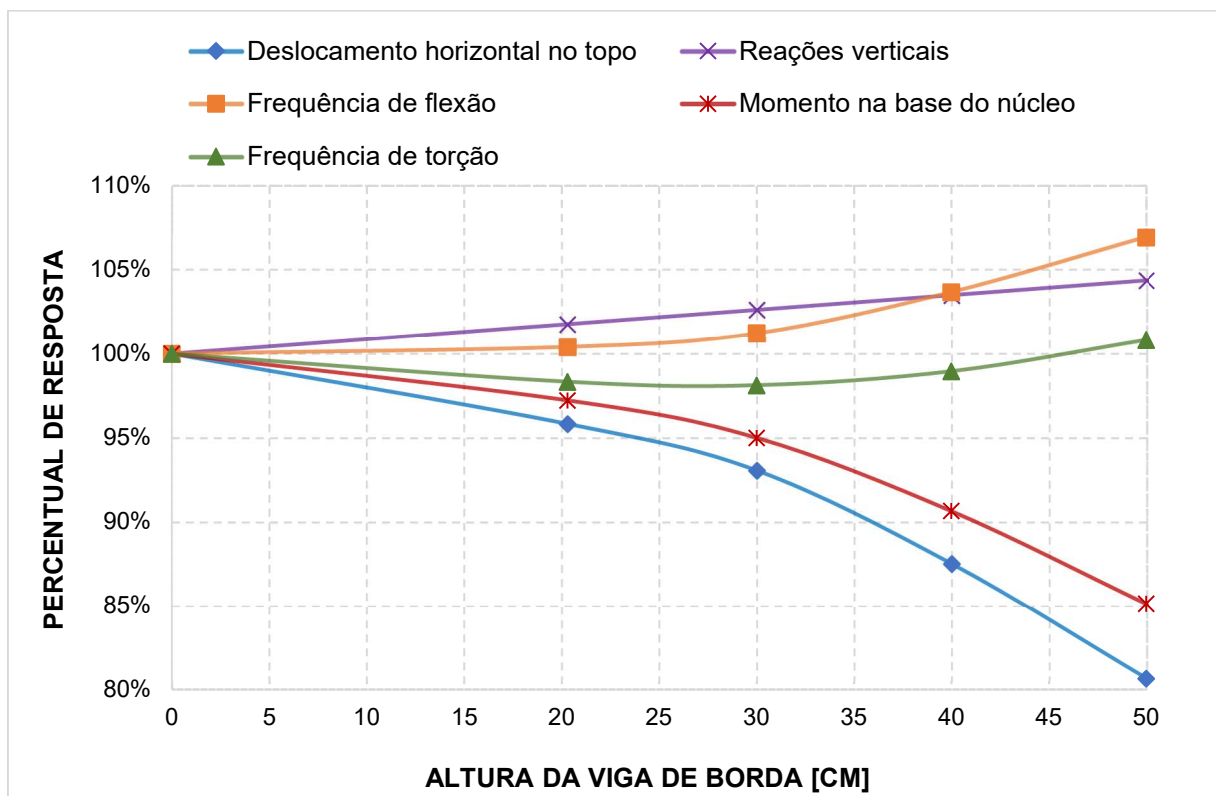
O terceiro modo, relacionado à torção, mostrou uma variação bastante sutil entre os cinco casos estudados, porém com um comportamento diferente dos modos anteriores. Foi o único modo que apresentou alteração quando comparado ao modelo Vigas h=20,3 cm em relação ao modelo

de lajes lisas de referência, indicando que a inclusão dos elementos de viga influenciou o comportamento de torção do edifício. Esse modo apresentou uma tendência de redução na frequência nos dois primeiros casos com vigas, como pode ser observado pela variação das barras e valores no gráfico. Esse comportamento pode ser justificado pela consideração feita pelo *software* na modelagem das barras de vigas, onde houve um acréscimo no peso próprio na periferia das lajes.

6.2.4 Síntese de resultados

Buscando uma visão geral dos resultados obtidos na análise paramétrica, a Figura 47 contém um resumo dos resultados obtidos para deslocamento horizontal no topo, reações verticais, momento na base do núcleo, frequência de flexão e de torção de cada modelo. O eixo das ordenadas representa o percentual das respostas e eixo das abcissas, a altura da viga de borda. O modelo de lajes lisas está com altura de zero e é a referência para comparação de valores.

Figura 47 – Resumo percentual de resultados para o estudo de vigas de borda



fonte: Autora (2023)

Observa-se um aumento linear das reações verticais à medida que as vigas de borda são inseridas e sua altura é aumentada. Ao contrário dos demais parâmetros, que apresentam um comportamento não linear, com variações mais expressivas nos modelos com vigas de altura de 40 cm e 50 cm. Isso é evidenciado pelo deslocamento horizontal no topo, que reduziu aproximadamente 20% de seu valor original.

Tendo a frequência como uma relação entre rigidez e massa, entende-se que, para o primeiro modo de flexão, a inclusão de elementos de vigas de borda no modelo, juntamente com o aumento de altura, resultou em um aumento significativo na rigidez do edifício. Os modelos de vigas com altura similar à espessura da laje apresentaram uma diminuição na frequência em relação ao modelo de lajes lisas, indicando que houve um acréscimo de massa na estrutura maior do que de rigidez em função da baixa altura das vigas pelo vão a cumprir.

Ao analisar a frequência de torção, verifica-se que ela está diretamente relacionada ao comportamento do núcleo rígido do edifício, que é o elemento responsável pelo sistema de resistência às forças laterais. Observa-se um comportamento oposto entre a frequência de torção e o momento no núcleo, à medida que a altura das vigas é aumentada. Isso pode ser atribuído à formação de um sistema composto pelas paredes do núcleo e pelas vigas de borda, que influencia a resposta de frequência nesse modo.

6.3 VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS LAJES

Este item aborda análise da variação da espessura das lajes lisas nos pavimentos tipo. A partir do Modelo de Referência de lajes lisas com altura de 20,3 cm, foram desenvolvidos quatro modelos com novas espessuras de lajes: 10 cm, 16 cm, 25 cm e 30 cm. As lajes foram mantidas como *shell-thick*, maciças, com f_{ck} de 35 MPa, e o núcleo rígido não foi alterado.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), a espessura mínima recomendada para lajes lisas é de 16 cm. Embora a proposta com lajes de 10 cm esteja fora das normas, foi realizada para fins de comparação. Neste item, o Modelo de Referência também será referido como Lajes $h=20,3$ cm.

6.3.1 Estado limite de serviço

Os resultados para deslocamento horizontal no 35º pavimento estão apresentados na Tabela 15. O modelo de Lajes h=10 cm ultrapassou em 5% o deslocamento limite de norma (de 58,26 mm) enquanto para Lajes h=16 cm o deslocamento máximo ficou 5% abaixo do limite, indicando ser a espessura necessária para estabilidade da estrutura. A variação em relação ao Modelo de Referência manteve-se proporcional conforme variação de espessura da laje, cerca de 12% de alteração no deslocamento para cada 5 cm adicionados ou subtraídos. O último elemento, de Lajes h= 30 cm, apresentou uma diminuição expressiva de quase 25% no deslocamento para um aumento de 50% na espessura da laje.

Tabela 15 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo da espessura de lajes

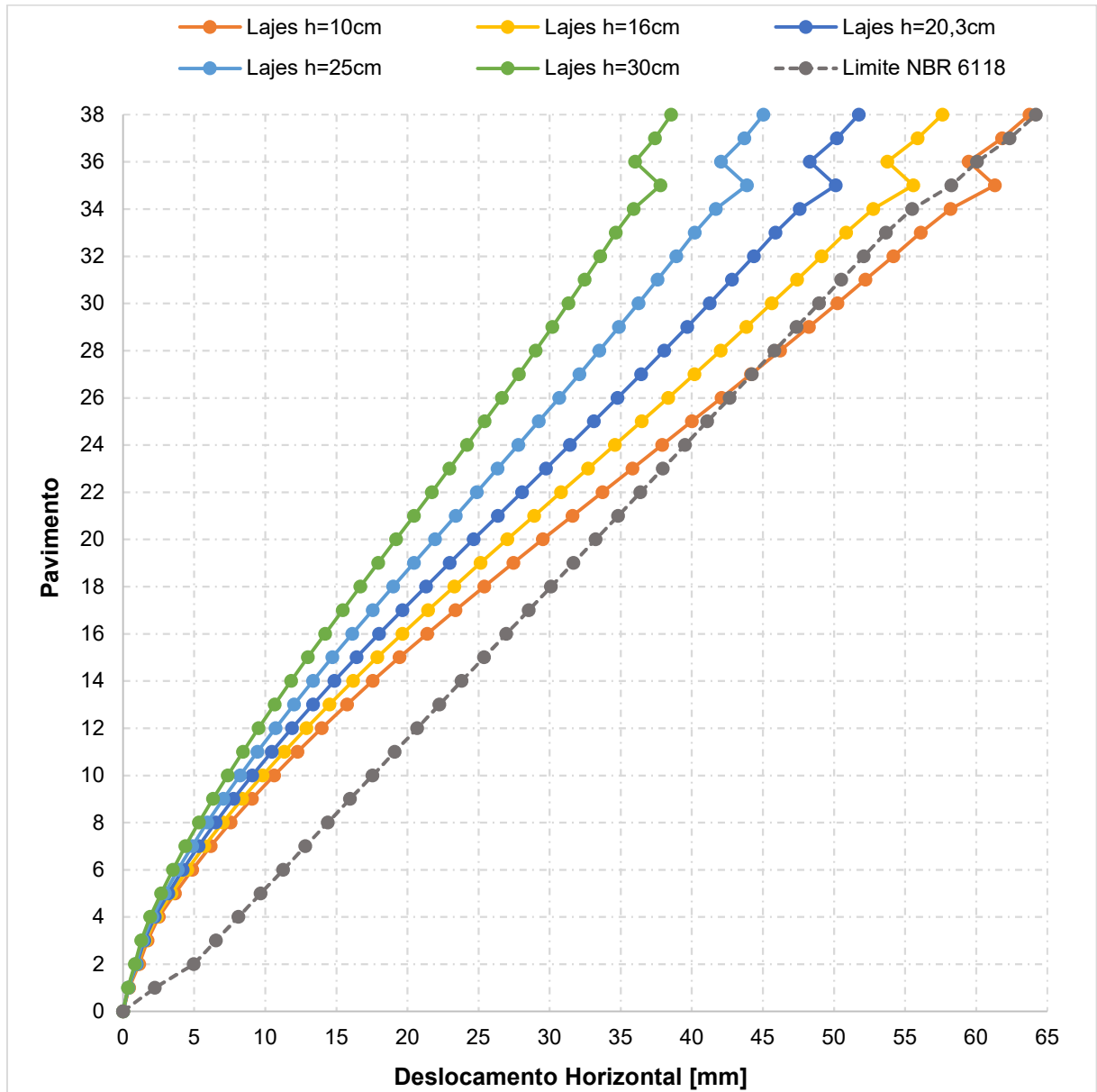
Modelo	Valor absoluto [mm]	Verificação em relação ao Modelo de Referência	Verificação em relação ao valor limite
Lajes h=10 cm	61,32	22,31%	105%
Lajes h=16 cm	55,592	10,88%	95%
Lajes h=20,3 cm (MR)	50,135		86%
Lajes h=25 cm	43,89	-12,46%	75%
Lajes h=30 cm	37,802	-24,60%	65%

fonte: Autora (2023)

Na Figura 48 observa-se o comportamento global dos modelos pelo número de pavimentos. Para Lajes h=10 cm o limite da norma foi atingido no 27º pavimento. Percebe-se uma aproximação significativa da linha limite a partir do 30º pavimento para modelo Lajes h=16 cm, sinalizando um limite de altura para esta espessura.

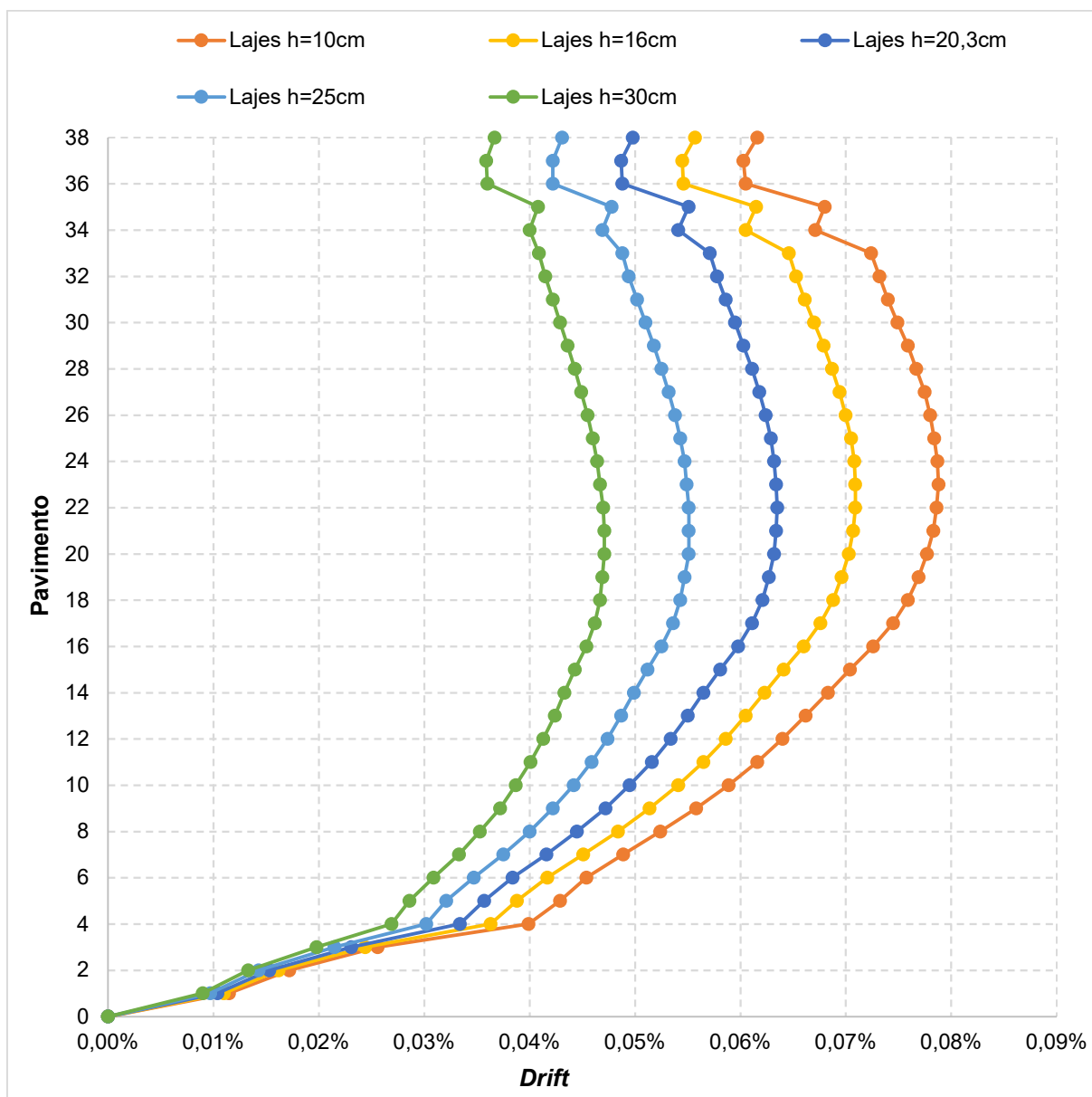
Também, é possível visualizar que até o 5º pavimento as linhas de plotagem dos modelos estão praticamente sobrepostas. Sendo que a tendência para configuração final aparece a partir do 10º pavimento. Os deslocamentos se mantiveram com uma proporção no aumento ou diminuição da espessura das lajes.

Figura 48 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo da espessura de lajes



fonte: Autora (2023)

A Figura 49 apresenta o percentual de *drift* de cada modelo. O comportamento foi similar ao observado na Figura 48, mantendo uma proporção nos resultados de acordo com o aumento ou diminuição da espessura das lajes. Para o caso Lajes h=10 cm, que ultrapassou o limite de deslocamento horizontal, o *drift* ainda permaneceu distante do limite de norma de 0,12%. Este modelo não será considerado nas próximas análises do item por ultrapassar o limite de deslocamento e estar com a espessura em desacordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Figura 49 – *Drift* por pavimento para o estudo da espessura de lajes

fonte: Autora (2023)

6.3.2 Estado limite último

Analisando o somatório das forças verticais na base para a combinação de ELU houve um acréscimo expressivo de cargas com o aumento da espessura das lajes, cerca de 9% para cada 5 cm a mais de altura da laje. Também, estima-se uma variação de 35 m³ no volume de concreto por pavimento para cada alteração de 5 cm na espessura de laje.

O momento na base do núcleo por sua vez, apresentou uma diminuição também considerável, à medida em que a espessura de laje foi incrementada, demonstrando a colaboração dos

elementos de laje na resistência dos esforços laterais, amenizando as solicitações nas paredes do núcleo. A Tabela 16 apresenta os valores do somatório de forças verticais na base e momento no núcleo para cada modelo analisado.

Tabela 16 – Esforços na base para o estudo da espessura de lajes

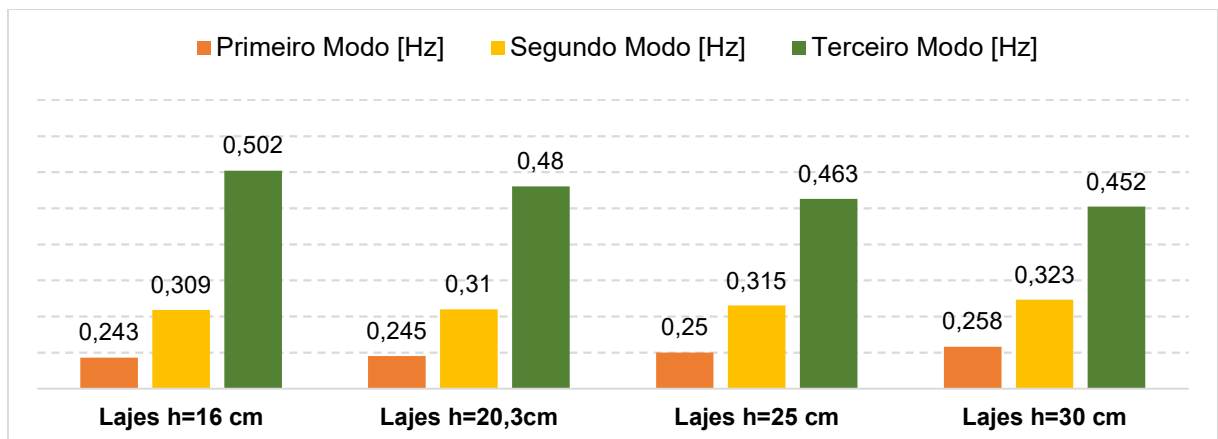
Modelo	Forças Verticais [kN]	Momento Núcleo Rígido [kN.m]
Lajes h=16 cm	342.108,31	149.774,02
Lajes h=20,3 cm (MR)	373.530,91	131.930,41
Lajes h=25 cm	407.876,54	111.644,77
Lajes h=30 cm	444.414,41	91.821,29

fonte: Autora (2023)

6.3.3 Análise modal

A Figura 50 apresenta os resultados de frequências naturais para os três primeiros modos de vibração dos modelos estudados neste item. Observa-se um aumento esperado nas frequências de flexão na direção dos eixos X e Y à medida que a espessura da laje aumentou também, tornando o modelo mais rígido.

Figura 50 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo da espessura de lajes



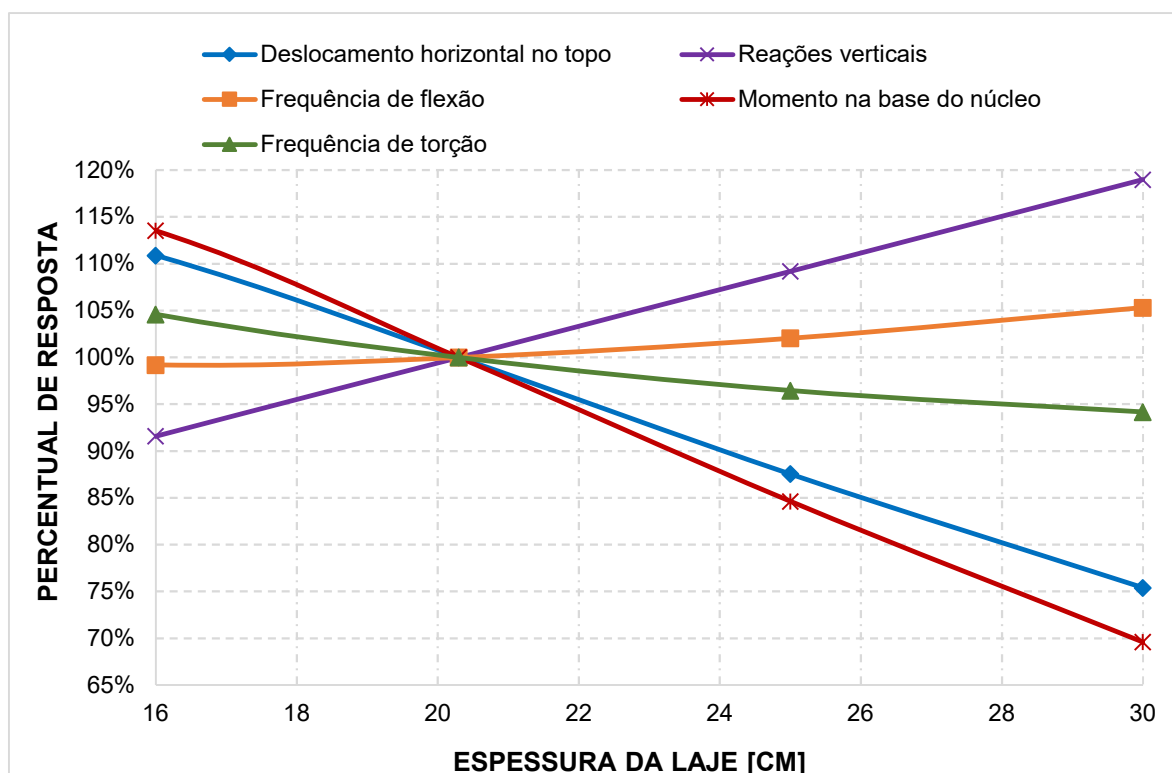
fonte: Autora (2023)

De forma complementar, a frequência de torção, referente ao terceiro modo, diminuiu com a progressão da espessura da laje, chegando a uma variação de 10% entre do modelo Lajes h=16 cm ao Lajes h=30cm. Entende-se que quanto maior a espessura da laje, maior sua função na resistência às cargas laterais, reduzindo os esforços e rigidez no núcleo. Também, a placa de maior espessura realiza o travamento entre pilares, pois, na configuração sem vigas, é o elemento de laje que realiza essa função.

6.3.4 Síntese de resultados

A Figura 51 propõe um olhar geral para o estudo realizado neste item. Observa-se que em um edifício de lajes lisas, a espessura das lajes desempenha um papel crucial na resistência e comportamento estrutural do sistema. A maior rigidez da estrutura com o aumento da espessura de lajes provoca redução nas deflexões e rotações globais e melhora na distribuição de cargas verticais e horizontais. Porém, como consequência, há um crescimento expressivo nas reações verticais na base. Entre os modelos analisados, há um aumento de 20% de carga na base para se obter uma diminuição de 25% no deslocamento horizontal máximo.

Figura 51 – Resumo percentual de resultados para o estudo da espessura de lajes



fonte: Autora (2023)

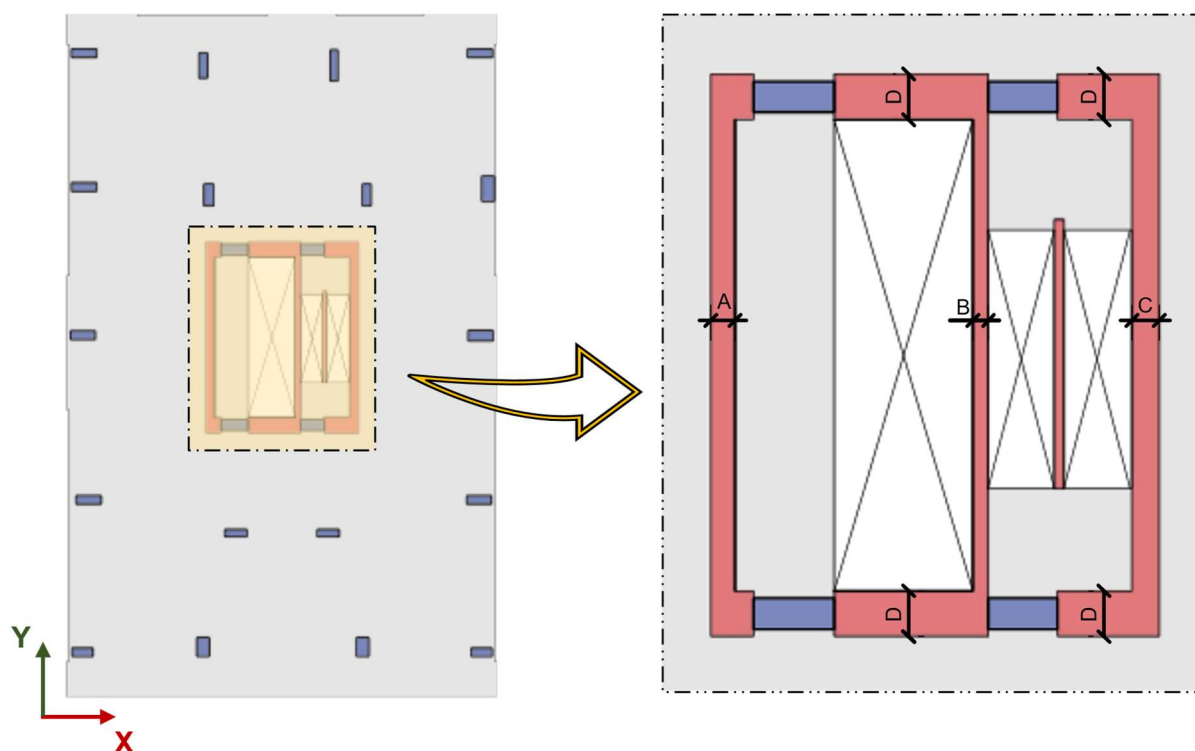
As lajes mais espessas têm maior massa, o que pode resultar em frequências naturais mais baixas e menor amplitude de vibração, como aconteceu para a frequência de torção, indicando uma menor rigidez neste modo. De forma correlata, o momento na base do núcleo rígido diminuiu, entende-se que uma maior altura das lajes colabora no sistema de resistência à estabilidade lateral, atenuando as solicitações nas paredes do núcleo por distribuir melhor as forças laterais, a medida em que as lajes também resistem à essas forças. A frequência relacionada à flexão, por sua vez, apontou para um aumento na rigidez lateral.

Como efeito colateral ao aumento na altura dos elementos de lajes, há uma tendência de aumento na taxa de armadura, gerando impactos no custo da obra. Assim, é importante encontrar um equilíbrio adequado na espessura das lajes, considerando fatores como restrições de altura do edifício, custo, requisitos de projeto e limitações técnicas.

6.4 VARIAÇÃO DA ESPESSURA DAS PAREDES DO NÚCLEO RÍGIDO

Este item abrange a análise paramétrica do comportamento do edifício frente as variações no núcleo rígido, sendo este o principal elemento para estabilidade lateral. Partindo do Modelo de Referência, são propostos quatro modelos com alterações proporcionais de 25% e 50% em todas as paredes que compõem o núcleo. Estas alterações de cada modelo se estendem para os 35 pavimentos do edifício, não somente nos pavimentos do tipo. A Figura 52 junto com a Tabela 17 indica a denominação e espessura atribuída para cada segmento de parede. Neste item o Modelo de Referência (MR) também é mencionado como Paredes $e=1$.

Figura 52 – Variação da espessura das paredes do núcleo rígido



fonte: Autora (2023)

Tabela 17 – Espessuras das paredes [cm] para cada modelo estudado

Modelo	A	B	C	D
Paredes e=0,5	20,4	13	22,5	38
Paredes e=0,75	30,6	19,5	33,8	57
Paredes e=1 (MR)	40,8	26	45	76
Paredes e=1,25	51	32,5	56,3	95
Paredes e=1,5	61,2	39	67,5	114

fonte: Autora (2023)

6.4.1 Estado limite de serviço

Verificando as respostas de ELS para deslocamento horizontal no topo, ambos os modelos com redução na espessura das paredes ultrapassaram o limite máximo da norma NBR 6118 (ABNT (2014), indicando que o Modelo de Referência tem pouca margem para reduções nestes elementos. A Tabela 18 descreve os resultados para deslocamento no 35º pavimento e o percentual de alteração com o Modelo de Referência e limite da norma, de 58,26 mm. O caso

de Paredes $e=0,5$ ultrapassou em 28% o valor limite e resultou num deslocamento quase 50% maior que o Modelo de Referência. No outro extremo, a análise para Paredes $e=1,5$ não teve a mesma proporção de variação, resultando em um deslocamento 23,5% menor que o Modelo de Referência.

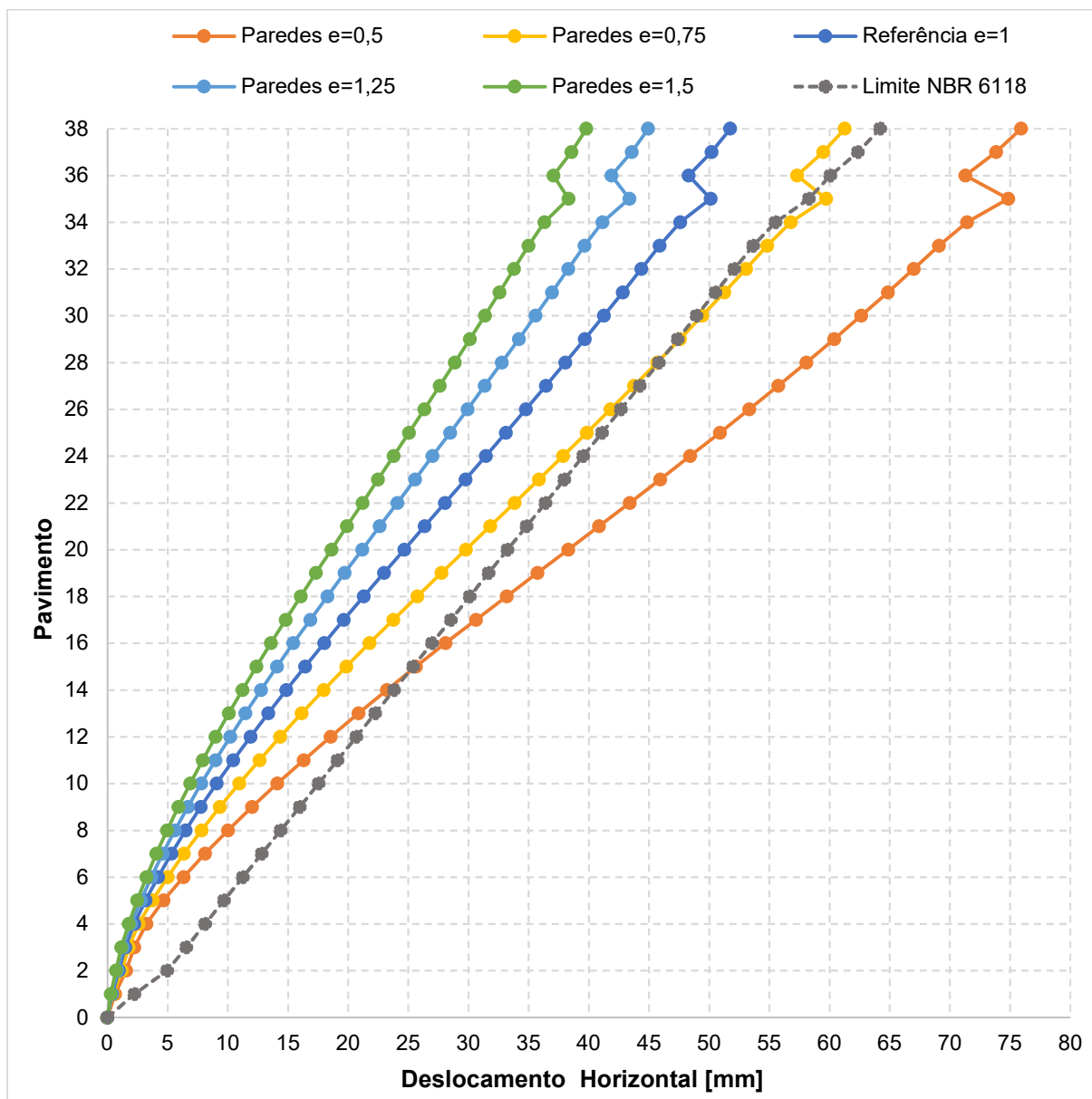
Tabela 18 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido

Modelo	Valor absoluto [mm]	Verificação em relação ao Modelo de Referência	Verificação em relação ao valor limite
Paredes $e = 0,5$	74,856	49,31%	128%
Paredes $e = 0,75$	59,711	19,10%	102%
Paredes $e = 1$ (MR)	50,135		86%
Paredes $e = 1,25$	43,378	-13,48%	74%
Paredes $e = 1,5$	38,329	-23,55%	66%

fonte: Autora (2023)

É possível ver pela Figura 53 que o caso Paredes $e=0,5$ apresentou aumento do deslocamento desde a base, descolando dos demais modelos já nos pavimentos iniciais, onde a tendência vinha sendo de pouca variação. Este modelo teria comportamento satisfatório se o edifício tivesse até 14 pavimentos, enquanto o modelo Paredes $e=0,75$ seria viável até o 28º pavimento. O Modelo de Referência é a opção mais satisfatória entre as analisadas.

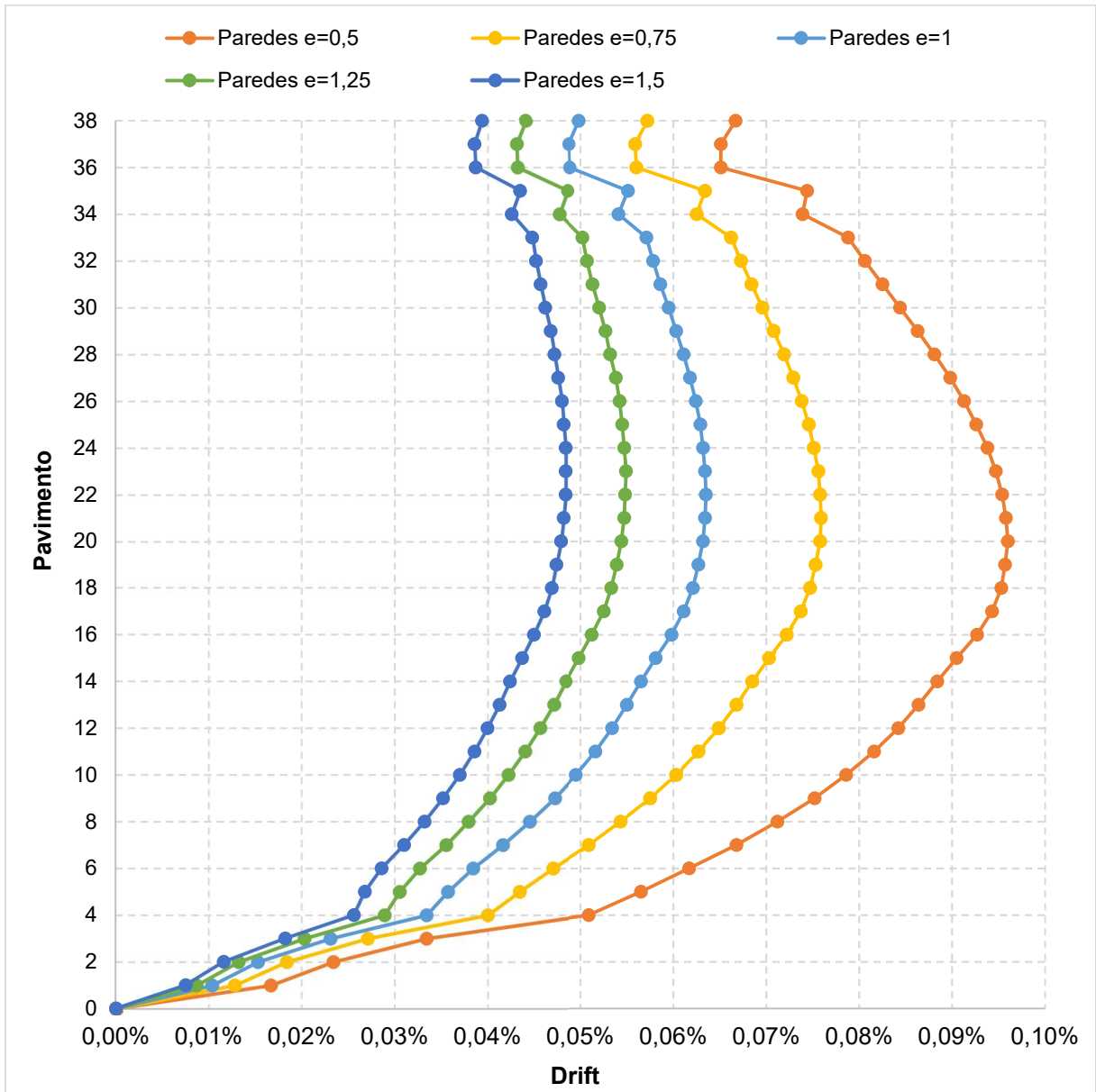
Figura 53 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido



fonte: Autora (2023)

De forma complementar, a plotagem dos resultados para *drift*, na Figura 54, destaca também o modelo Paredes $e=0,5$ com resultados maiores de deslocamento desde a base. Porém, mesmo assim, este ainda ficou dentro do limite da NBR 6118 (ABNT, 2023) de 0,12%. Há uma maior proximidade no comportamento dos casos com aumento de espessura de parede com o Modelo de Referência, reforçando que as reduções nos elementos provocaram alterações no desempenho da estrutura.

Figura 54 – *Drift* por pavimento para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido



fonte: Autora (2023)

6.4.2 Estado limite último

O montante de forças verticais na base é influenciado pelo aumento da espessura das paredes, porém, ao contrário do que ocorre na alteração da espessura de lajes, este não tem um aumento tão expressivo no peso e volume de concreto utilizado, mesmo ocorrendo nos 35 pavimentos. A distinção nessa análise paramétrica são os esforços de momento na base do núcleo rígido que aumentaram com o crescimento da espessura. A Tabela 19 apresenta os valores obtidos com o *software*.

Tabela 19 – Esforços na base para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido

Modelo	Forças Verticais [kN]	Momento Núcleo Rígido [kN.m]
Paredes e = 0,5	344.909,82	103.502,95
Paredes e = 0,75	359.234,90	119.985,38
Paredes e = 1 (MR)	373.530,91	131.930,41
Paredes e = 1,25	387.856,65	140.577,95
Paredes e = 1,5	402.152,60	147.230,56

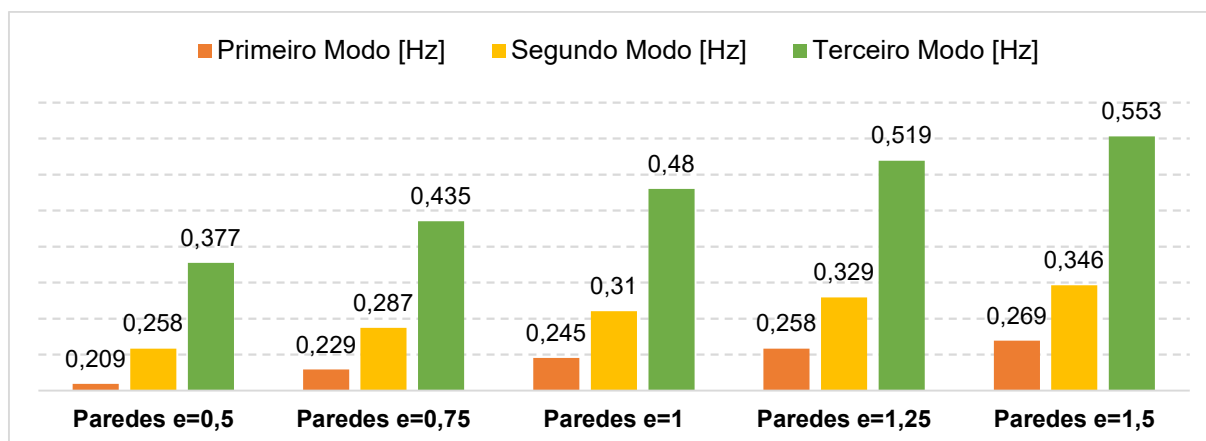
fonte: Autora (2023)

O acréscimo de momento na base do edifício para o núcleo rígido ocorre em função de uma distribuição mais eficiente das cargas horizontais entre as paredes. Por serem mais espessas, têm maior capacidade de resistir a momentos e forças de torção, resultando em um momento elevado na base para manter a estabilidade estrutural do edifício.

6.4.3 Análise modal

De forma presumível dentro desta análise paramétrica, o terceiro modo foi mais sensível às alterações de espessura das paredes do núcleo rígido, por ser de torção na direção do eixo global Z. O aumento da espessura conferiu maior rigidez à torção para o sistema estrutural. A Figura 55 contém as respostas de frequência para os três primeiros modos dos casos estudados neste item.

Figura 55 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido



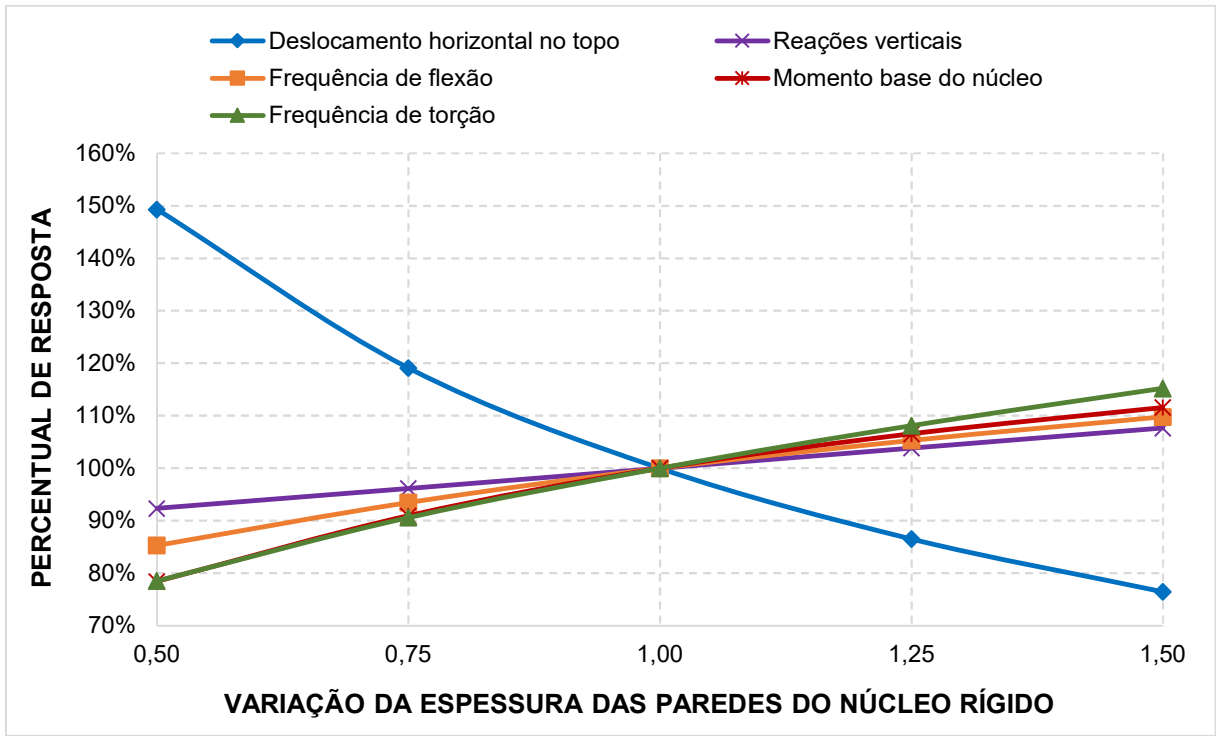
fonte: Autora (2023)

Verifica-se também que o modelo Paredes $e=0,5$ teve uma redução de 15% para o primeiro modo e 17% para o segundo, em comparação com Paredes $e=1$, indicando que nesta configuração houve perda de rigidez para flexão nos dois eixos globais X e Y.

6.4.4 Síntese de resultados

A análise da espessura do núcleo foi marcada pela sensibilidade do deslocamento horizontal máximo em relação aos outros parâmetros. A Figura 56 exibe um resumo associando os dados analisados de forma percentual com a variação da espessura das paredes que compõem o núcleo rígido, onde é evidente a grande variação de deslocamento horizontal.

Figura 56 – Resumo percentual de resultados para o estudo da espessura das paredes do núcleo rígido



fonte: Autora (2023)

Os modelos, que apresentaram redução em relação ao Modelo de Referência, mostraram comportamento instável pela baixa rigidez e massa, resultando em grandes deslocamentos e baixas frequências naturais. Por outro lado, os casos em que houve aumento na espessura das paredes do núcleo demonstraram vantagens em termos de estabilidade lateral e movimento de

torção, como evidenciado pelas frequências naturais. Os incrementos no somatório das reações verticais na base foram razoáveis em relação ao ganho de rigidez.

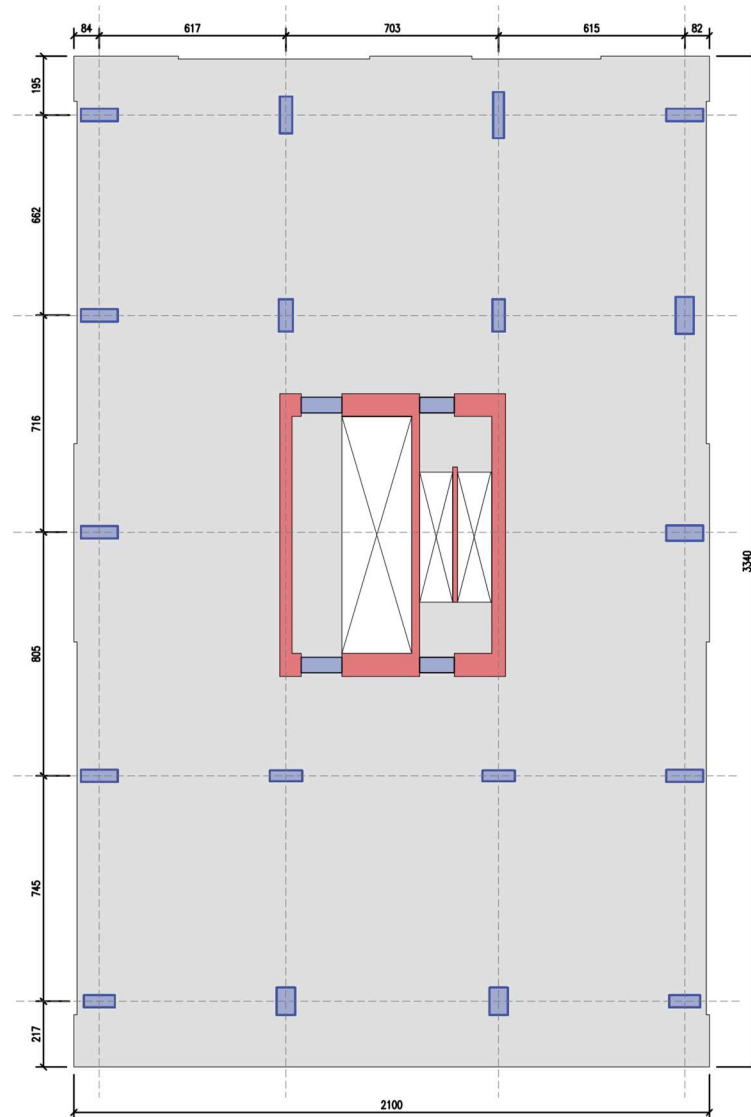
No entanto, ao examinar o aumento dos esforços de momento na base do núcleo rígido, essas soluções podem não ser vantajosas no dimensionamento desses elementos. Além disso, o aumento da espessura das paredes reduz a área útil do pavimento, o que pode não ser economicamente vantajoso, considerando o valor de mercado agregado a área construída. Portanto, o projeto do núcleo rígido e a determinação da espessura adequada devem levar em consideração fatores como as forças laterais, os requisitos de estabilidade, as normas de dimensionamento e a viabilidade do projeto.

6.5 SITUAÇÃO COM *OUTRIGGER* E *BELT-TRUSS*

Outra análise proposta nesta pesquisa consiste na implementação de elementos de *outrigger* e *belt-truss* na torre do edifício para verificar os efeitos na performance da estrutura. Os sistemas foram inseridos entre lajes do 19º e 20º pavimentos, à meia altura da torre de pavimentos tipo.

Para a construção dos sistemas de contraventamento, houve uma alteração na posição dos pilares em relação ao Modelo de Referência, agora, todos estão alinhados conforme seus centroides para todos os pavimentos do edifício, eliminando o uso de *links* rígidos e criando eixos paralelos e perpendiculares na planta. A Figura 57 apresenta a planta do tipo modificada, com o centroide dos pilares alinhados conforme eixos horizontais e verticais. Neste item não foram considerados possíveis conflitos com o projeto arquitetônico.

Figura 57 – Planta baixa do pavimento tipo com alinhamento da posição dos pilares, dimensões em cm



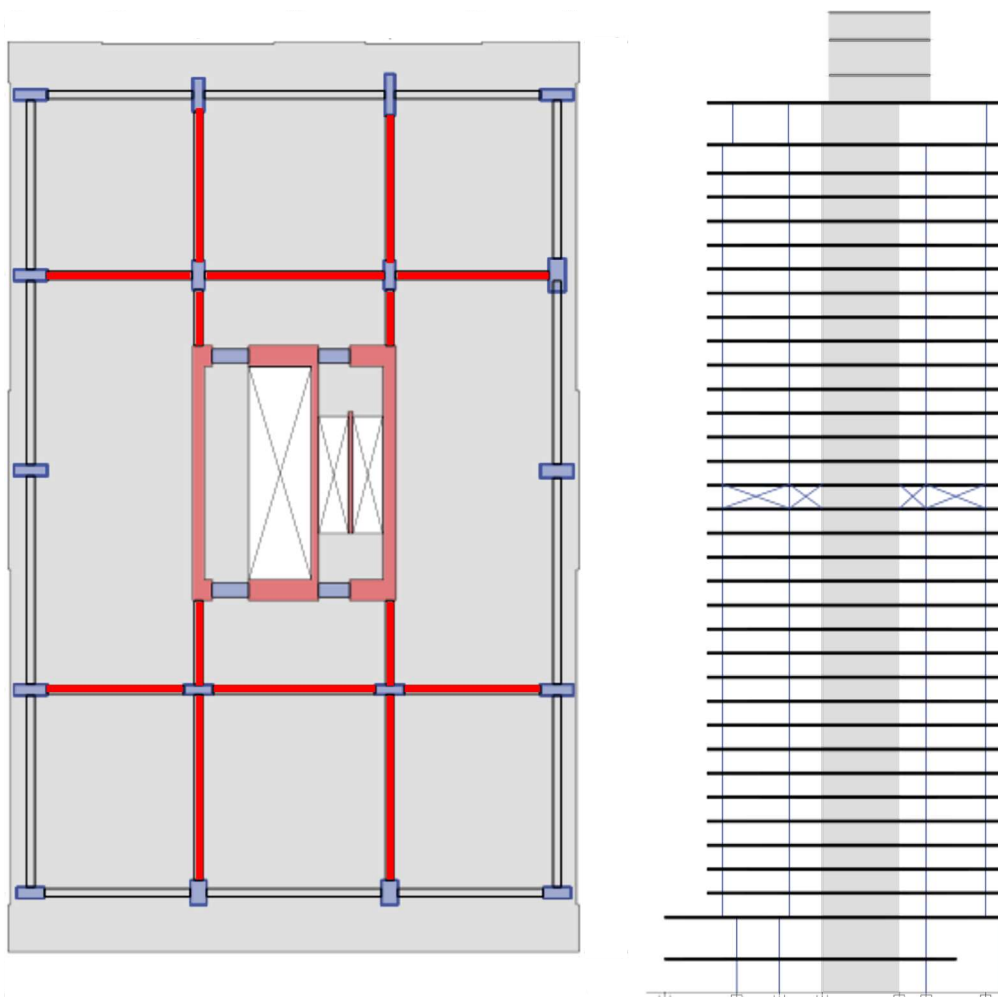
fonte: Autora (2023)

Este modelo com pilares adaptados é nomeado de Modelo de Referência 01 (MR01). Os resultados verificados tiveram poucas alterações em relação ao Modelo de Referência, indicando que o ajuste na posição dos pilares não teve impacto no comportamento global da estrutura. Assim, as respostas tomadas como referência nos próximos itens são obtidas no Modelo de Referência 01 (MR01).

Para inserção do *outrigger*, foram modeladas vigas de seção 30 cm x 50 cm na borda da laje e no centro dos pavimentos 19 e 20, unindo os pilares com as paredes do núcleo rígido. Entre os vãos internos com vigas são inseridas barras em diagonal também de seção 30 cm x 50 cm, conforme esquema apresentado na Figura 58, os trechos assinalados em vermelho representam

os vãos com as barras de contraventamento. Um corte esquemático também é apresentado na figura, com a posição do *outrigger*. O f_{ck} das vigas horizontais e diagonais é de 35 MPa, estão atribuídos coeficiente de não linearidade física de 0,4 em todos os elementos adicionados.

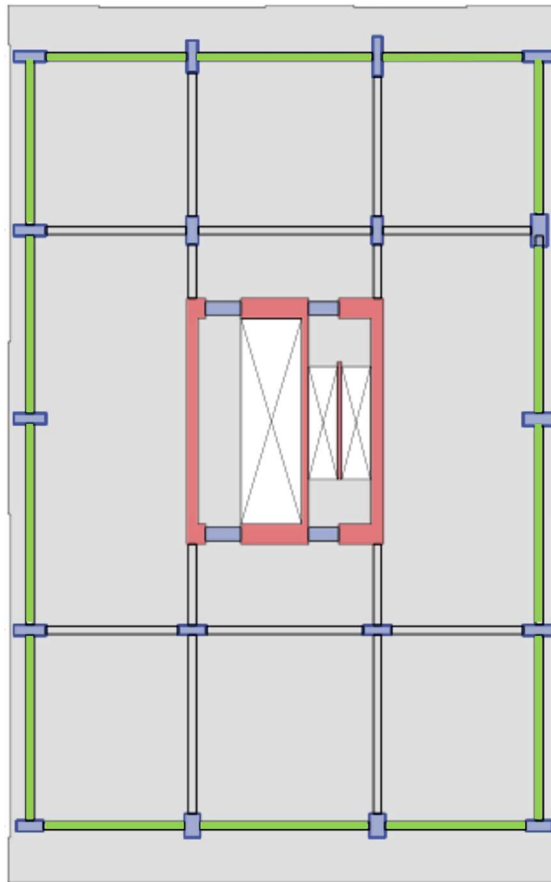
Figura 58 – Posição dos elementos de *outrigger* em planta baixa e corte esquemático, dimensões em cm



fonte: Autora (2023)

O caso de *belt-truss* utiliza a mesma configuração de vigas internas e externas, nesta situação, os elementos de contraventamento são inseridos nos vãos entre pilares de fachada. As barras também têm seção 30 cm x 50 cm, f_{ck} 35 MPa e coeficiente de não linearidade de 0,4. A Figura 59 explica a posição dos elementos nos trechos assinalados na cor verde. Por fim, também é analisado um caso em que se utiliza *outrigger* e *belt-truss* no mesmo modelo e pavimento.

Figura 59 – Posição dos elementos de *belt-truss* em planta baixa, dimensões em cm



fonte: Autora (2023)

6.5.1 Estado limite de serviço

Considerando os resultados de deslocamento horizontal no topo, também aferido no 35º pavimento, percebe-se que o caso com *belt-truss*, contraventamento na extremidade do pavimento, apresentou 11% de redução em relação ao Modelo de Referência 01. Enquanto o uso de contraventamentos interno, caso do *outrigger*, resultou em uma redução de quase 18%. A Tabela 20 apresenta os valores absolutos, o comparativo com o referencial deste item e um comparativo com o valor limite de 58,26 mm conforme NBR6118 (ABNT, 2023).

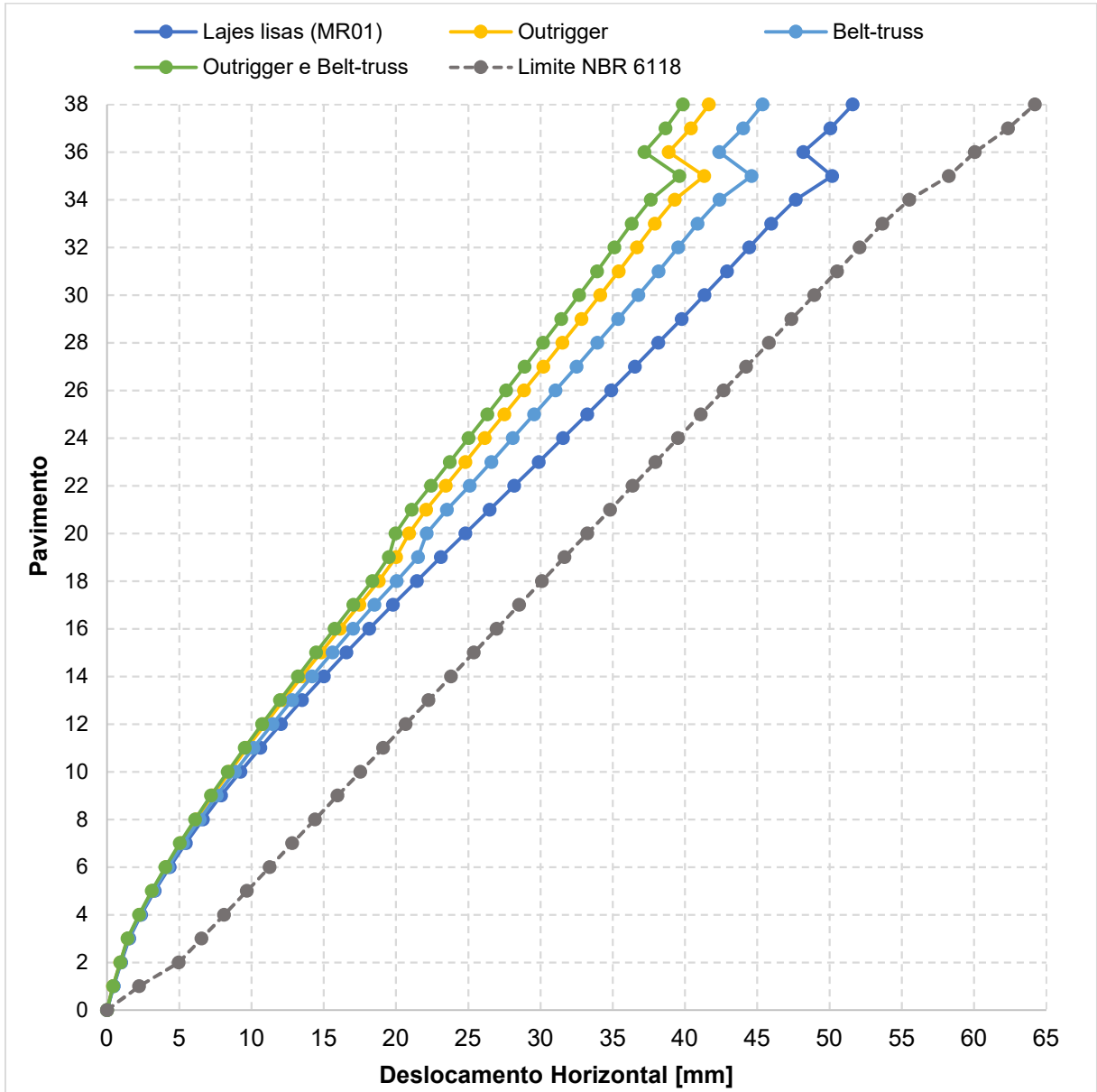
Tabela 20 – Deslocamento horizontal no 35º pavimento para o estudo da inclusão de *outrigger* e *belt-truss*

Modelo	Valor absoluto [mm]	Verificação em relação ao Modelo de Referência	Verificação em relação ao valor limite
Lajes Lisas (MR01)	50,18		86%
<i>Belt-truss</i>	44,62	-11,08%	77%
<i>Outrigger</i>	41,34	-17,61%	71%
<i>Outrigger e Belt-truss</i>	39,61	-21,06%	68%

fonte: Autora (2023)

O uso dos dois sistemas em conjunto apresentou a maior redução de deslocamento em relação ao modelo com lajes lisas somente, porém, a variação comparando com o caso de *outrigger* foi menos de 5%. Figura 60 contém os resultados por pavimento, olhando os modelos de forma global, percebe-se uma redução bem definida no 19º pavimento, nos casos com algum sistema de contraventamento. A redução no deslocamento horizontal é visualizada com mais clareza a partir do 10º pavimento, antes, as linhas de plotagem encontram-se praticamente sobrepostas.

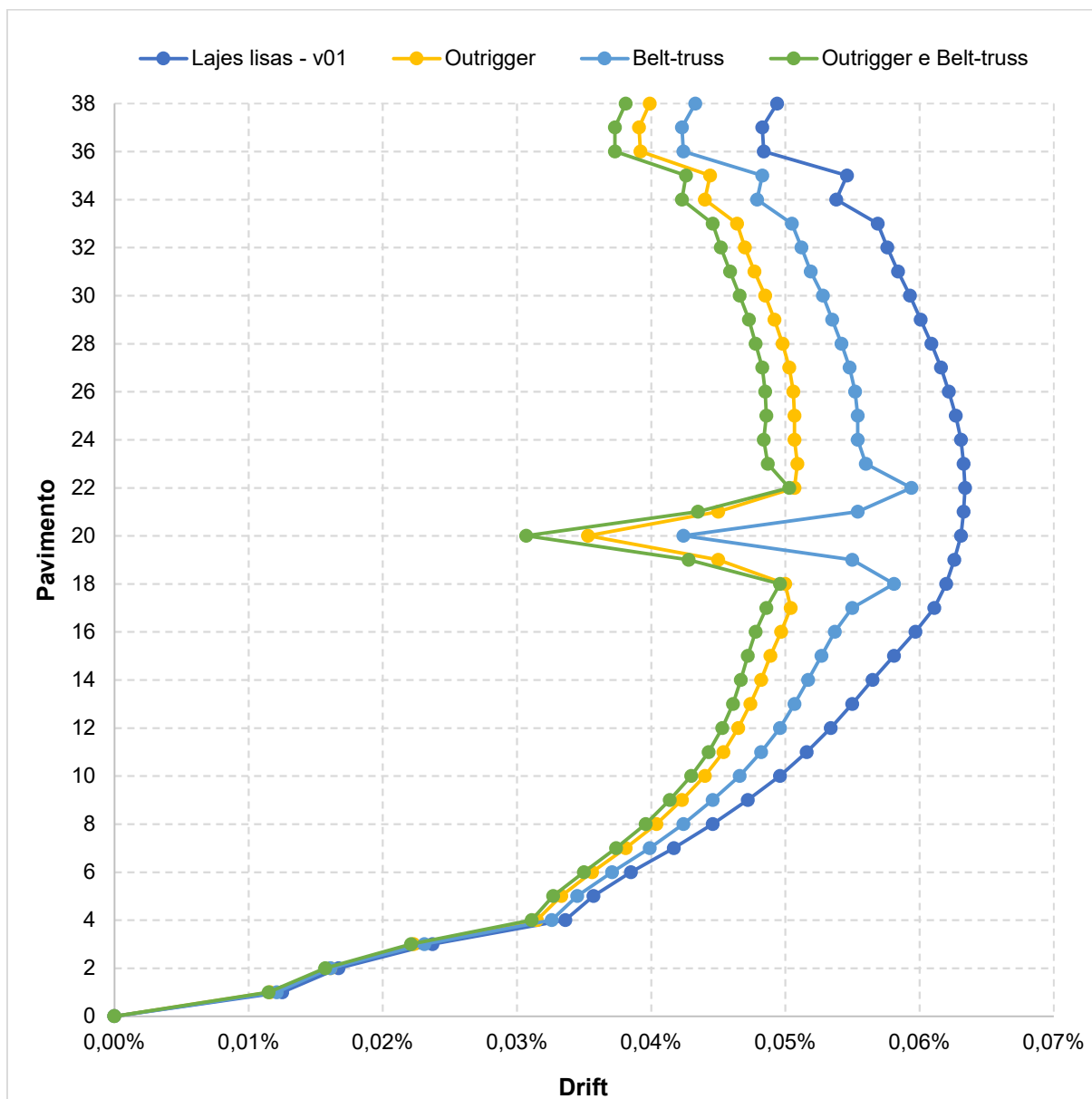
Figura 60 – Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para o estudo da inclusão de *outrigger* e *belt-truss*



fonte: Autora (2023)

A Figura 61 exibe o percentual de *drift* por pavimento para cada caso estudado, de forma clara é possível perceber o impacto de cada sistema no deslocamento entre pavimentos pela drástica diminuição do *drift* no 20º pavimento. Observa-se, em todos os casos, alteração no comportamento entre 18º e 20º pavimento, indicando para os impactos que a posição e o número de sistemas de contraventamento pode ter ao longo da altura do edifício.

Figura 61 – *Drift* por pavimento para o estudo da inclusão de *outrigger* e *belt-truss*



fonte: Autora (2023)

É interessante observar que o comportamento dos casos propostos segue a tendência do modelo somente com lajes lisas até serem interrompidos pelo pavimento com o sistema contraventamento, porém, após, a tendência de *drift* é retomada até o topo. Os pavimentos com mudança brusca de rigidez devem ser analisados com cautela.

6.5.2 Estado limite último

Em relação às reações de apoio verticais na base do edifício, houveram acréscimos mínimos se comparado cada caso com o modelo somente com lajes. Mesmo adotando *outrigger* e *belt-truss*, o aumento nas reações verticais não chegou a 1%. Indicando que estas soluções apresentam um acréscimo de massa bem pequeno. A Tabela 21 contém os dados para reações verticais e momento na base do núcleo rígido, este segundo, por sua vez, teve redução significativa.

Tabela 21 – Esforços na base para o estudo da inclusão de *outrigger* e *belt-truss*

Modelo	Forças Verticais [kN]	Momento Núcleo Rígido [kN.m]
Lajes Lisas (MR01)	373.568,53	136.790,60
<i>Belt-truss</i>	376.336,88	122.767,56
<i>Outrigger</i>	376.181,12	111.143,07
<i>Outrigger e Belt-truss</i>	377.262,01	107.439,02

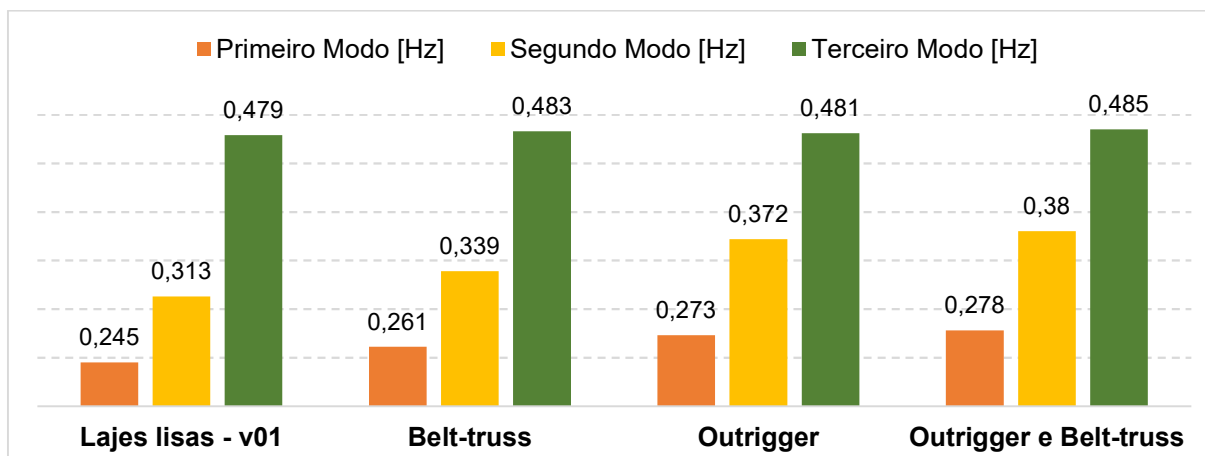
fonte: Autora (2023)

A adição de elementos de contraventamento colabora no sistema de resistência às forças laterais do edifício, aliviando o papel até então apenas do núcleo rígido. A diminuição de 21% no valor do momento na base para o caso conjunto de *outrigger* e *belt-truss* cria uma situação de projeto bastante eficaz, considerando que o aumento da massa foi praticamente nulo.

6.5.3 Análise modal

Analisando as frequências obtidas para cada modo verifica-se um aumento percentual considerável no primeiro e segundo modo a medida em que o modelo se torna mais rígido lateralmente. Entre o caso somente com lajes lisas e o de máxima rigidez (*outrigger* e *belt-truss*), o primeiro modo apresentou um aumento de 13,5% e o segundo, de 21,4%, conforme dados apresentados na Figura 62.

Figura 62 – Frequência dos três primeiros modos para o estudo da inclusão de *outrigger* e *belt-truss*



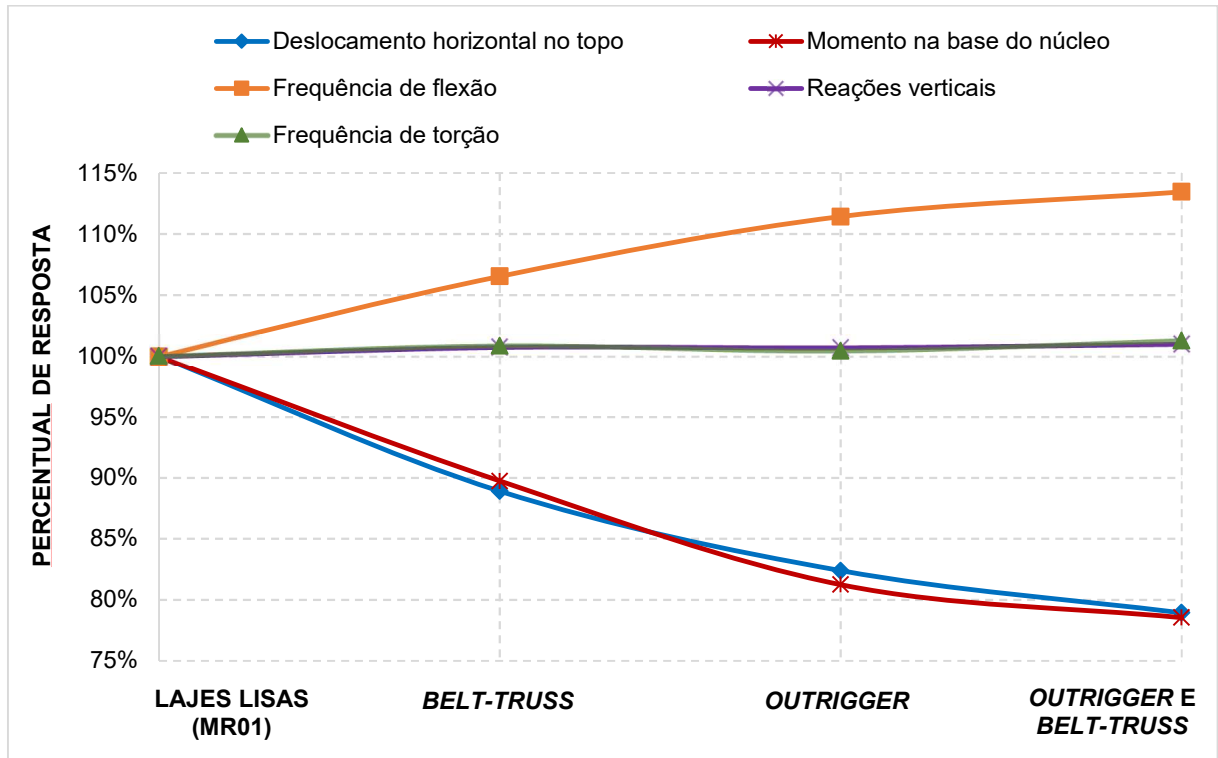
fonte: Autora (2023)

Entende-se que a variação maior para o sentido de flexão em direção ao eixo global Y está relacionada a inclusão de quatro vãos de contraventamento em cada linha de vigas, enquanto no eixo X da planta baixa há três vãos. O terceiro modo praticamente não apresentou variação de frequência entre os casos analisados, assinalando que a consideração dos sistemas de contraventamento não exerce influência na torção do edifício em torno do eixo global Z.

6.5.4 Síntese de resultados

Na Figura 63 observa-se um resumo das respostas obtidas para cada caso analisado, onde se prenunciam três resultados à medida que se avança a rigidez lateral do edifício: o aumento da frequência do primeiro modo e a redução no deslocamento horizontal e momento na base do núcleo rígido. De forma oposta, o somatório de reações verticais na base e a frequência de torção se mantêm com baixa variação percentual entre os casos analisados.

Figura 63 – Resumo percentual de resultados para o estudo da inclusão de *outrigger* e *belt-truss*



fonte: Autora (2023)

O caso com *outrigger* tem conexão direta com o núcleo rígido da estrutura, assim, apresenta maior contribuição na rigidez lateral do que a consideração de *belt-truss*, que trabalha na periferia do pavimento, vinculado ao núcleo somente pelas vigas internas do pavimento. O enrijecimento das vigas que conectam a borda com o núcleo pode ser uma solução para melhorar a performance neste caso. Independente do sistema de contraventamento adotado, entre os casos analisados há uma grande eficiência na redução de deslocamentos laterais e momento na base com um acréscimo praticamente nulo no carregamento vertical na base, tornando este sistema vantajoso.

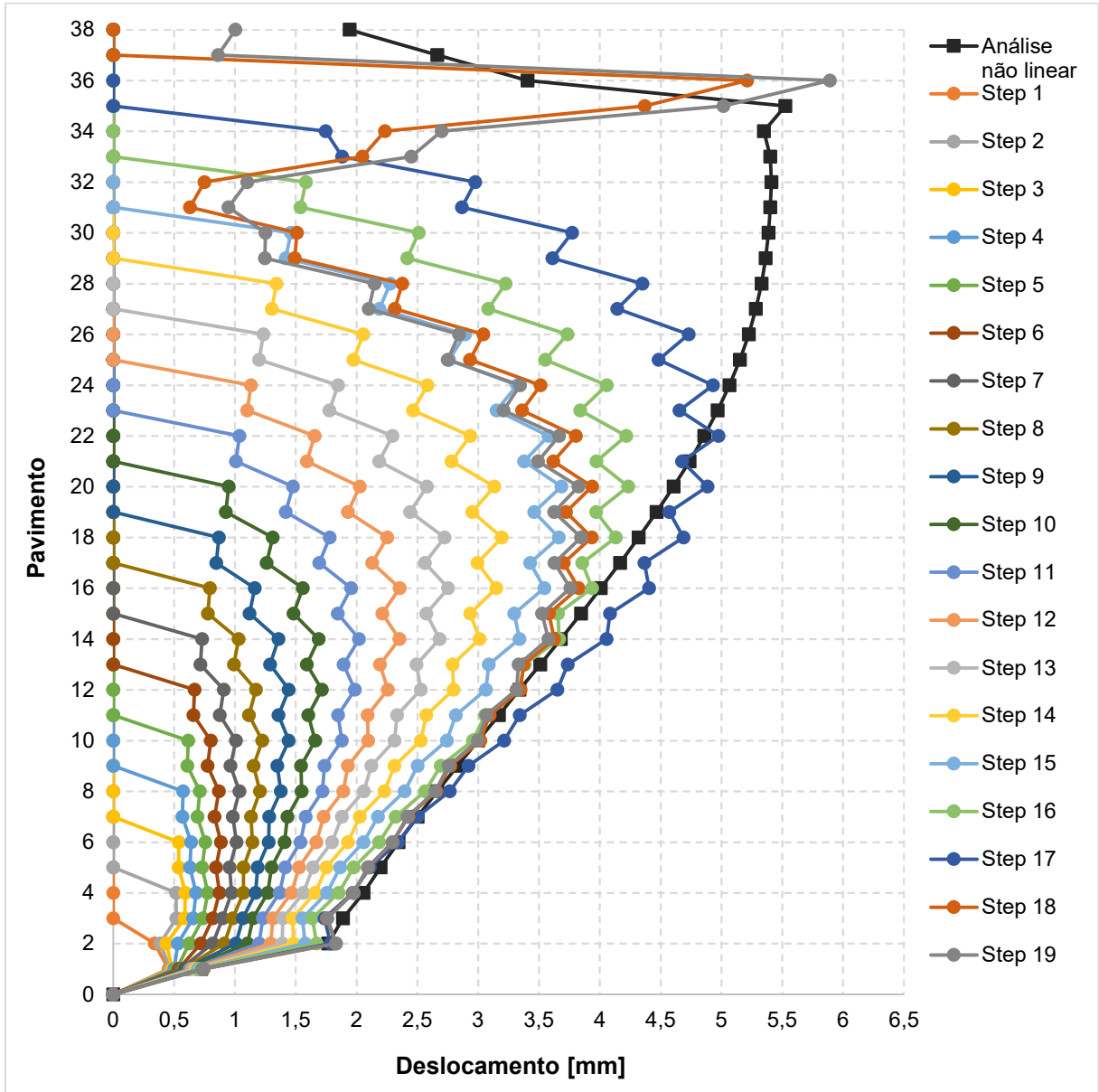
6.6 ESTUDO DAS FASES CONSTRUTIVAS

O *software* ETABS possui a função de incluir o caso de cargas para análise não linear sequencial construtiva do modelo para consideração das etapas de execução. A análise realizada neste item parte do Modelo de Referência para verificar o comportamento da estrutura estudada em uma situação faseada sequencial.

De forma simplificada, o caso sequencial é composto por 19 etapas (*steps*), cada uma com adição de dois pavimentos (pilares, paredes e lajes), com um período de 7 dias entre cada *step*. A não linearidade geométrica é considerada pelo efeito P-delta. Esta análise considera apenas cargas verticais de peso próprio, calculadas diretamente pelo *software*, e permanentes sobre as lajes, como apontado no item 5.1.2, sem majoradores. Para ser referência nos resultados, foi realizada a análise global do modelo de referência com o caso considerando somente peso próprio e carga permanente.

A resposta obtida para análise da consideração do caso de sequência construtiva foi o deslocamento horizontal máximo para cada *step*. A Figura 64 apresenta a plotagem do deslocamento horizontal por etapa construtiva e a curva com o deslocamento máximo considerando análise não linear da estrutura em sua totalidade. Observa-se que a partir do *step* 17 o deslocamento tendo em vista as fases de execução ultrapassa o valor obtido na análise não linear total. Os valores máximos de deslocamento são baixos, pois não está considerada a carga lateral de vento.

Figura 64 –Deslocamento horizontal em função da altura do edifício para análise sequencial e análise global



fonte: Autora (2023)

No *step* 18 são incluídos na análise os pavimentos de serviço do topo do edifício, pela análise faseada é possível visualizar que estes causam uma alteração no comportamento do deslocamento que vinha seguindo um padrão até o *step* 16. A justificativa para isto é o fato de estarem descentralizados na planta, com tendência de deslocarem para o lado oposto da torre.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O uso do sistema de lajes lisas em edifícios de múltiplos pavimentos possui diversos pontos positivos, como autonomia da planta interna, que confere versatilidade ao pavimento, possibilidade de fachada livre, além da simplificação geral das etapas de execução. Ao mesmo tempo, a adoção deste sistema requer atenção para pontos críticos como a necessidade de verificação da punção na ligação laje e pilar, dos deslocamentos transversais e da instabilidade global. Desta maneira, a análise estrutural deve ser realizada de forma atenta e com os métodos adequados, considerando um eficiente sistema para resistir às forças laterais, como vento e sismos.

O *software* de elementos finitos ETABS é uma ferramenta eficiente que permite análise e dimensionamento de estruturas de diferentes complexidades. Assim, a partir da modelagem e estudo de um edifício de 38 pavimentos em concreto armado com lajes lisas, foram propostas discussões sobre a performance global da estrutura frente a variações no sistema estrutural. Os resultados obtidos na análise estática não linear, análise modal e análise sequencial formaram a base de dados das análises paramétricas para avaliação da pertinência de cada solução. Foram avaliados parâmetros da concepção de uma estrutura considerando conforto do usuário, através do deslocamento horizontal e frequências naturais de vibração, e, segurança no dimensionamento e custos de execução, com reações de apoio verticais e momento na base do núcleo rígido.

A Tabela 22 apresenta uma comparação entre os principais resultados obtidos para as análises realizadas. Estão mencionados os modelos Vigas $h=50$ cm, Lajes $h=25$ cm, Paredes $e=1,25$ e *outrigger*, onde o valor percentual positivo indica um acréscimo e o negativo, uma redução de valores absolutos em relação ao Modelo de Referência. Os valores apresentados neste ponto estão aproximados em até uma casa decimal.

Tabela 22 – Comparativo percentual entre soluções adotadas e o Modelo de Referência

Modelo	Deslocamento Horizontal 35° Pavimento	Forças Verticais	Momento Núcleo Rígido
Vigas h=50 cm	-18,0 %	4,0 %	-15,0 %
Lajes h=25 cm	-12,0 %	9,0 %	-15,0 %
Paredes e=1,25	-13,5 %	4,0 %	6,5 %
<i>Outrigger</i>	-18,0 %	1,0 %	-15,0 %

fonte: Autora (2023)

É observado uma redução para deslocamento horizontal e momento na base do núcleo similar para as soluções com *outrigger* e vigas de borda. A mesma redução de momento também ocorre no modelo com espessura de lajes em 25 cm, embora este tenha a menor redução de deslocamentos e maior acréscimo para forças verticais. O modelo com aumento na espessura das paredes do núcleo apresentou também um aumento na resultante de momento destes elementos.

A inclusão de vigas de borda nos pavimentos tipo e o aumento da altura delas resultaram em um acréscimo na rigidez do edifício, que pode ser analisado pelo primeiro modo de vibração, referente à flexão. Dos parâmetros analisados, o deslocamento horizontal no topo e momento na base do núcleo rígido, apresentam comportamento não linear, com variações mais significativas nos modelos com vigas de altura de 40 cm e 50 cm.

O aumento da espessura das lajes resultou em uma maior rigidez da estrutura, reduzindo as deflexões e rotações globais e diminuindo a resultante de momento na base do núcleo rígido. Também houve melhora na distribuição de cargas verticais e horizontais, como as forças laterais nas paredes do núcleo, diminuindo os esforços concentrados em pontos específicos. Nesta análise, o deslocamento horizontal no topo apresentou comportamento linear, indicando um ganho de rigidez de forma proporcional. Em contrapartida, houve um aumento expressivo nas reações verticais na base do edifício.

Com base na análise da espessura do núcleo rígido em edifícios de lajes lisas, foi possível concluir que pequenas variações na espessura das paredes podem resultar em grandes alterações no deslocamento horizontal máximo. O aumento da espessura contribui para maior estabilidade lateral e redução do movimento de torção, evidenciado pelas frequências naturais. No entanto, é importante considerar o aumento dos esforços de momento na base do núcleo, o que pode impactar o dimensionamento desses elementos. Além disso, a maior espessura reduz a área útil

do pavimento, o que pode afetar a viabilidade econômica do projeto. Portanto, é essencial encontrar um equilíbrio adequado na determinação da espessura, levando em conta as forças laterais, requisitos de estabilidade, normas de dimensionamento e viabilidade global do projeto.

O estudo da inclusão de sistemas de *outrigger* e *belt-truss* nos pavimentos a meia altura da torre indicaram que o aumento da rigidez lateral do edifício provocou variações significativas em três respostas: a frequência do primeiro modo aumenta, o deslocamento horizontal e o momento na base do núcleo rígido são reduzidos. Por outro lado, o somatório das reações verticais na base e a frequência de torção apresentam variações percentuais baixas entre os casos analisados.

Comparando as alternativas estruturais propostas ao longo da pesquisa percebe-se que em cada proposta há particularidades, indicando não haver uma solução absoluta, mas alternativas que dependem dos objetivos e demandas do projeto em si. Nos modelos de variação de espessura de laje e espessura das paredes do núcleo foi atingida a maior redução no deslocamento horizontal no topo em comparação com o Modelo de Referência de lajes lisas. Porém, o modelo de espessura de lajes também atingiu o maior acréscimo nas cargas verticais na base, o que mostra não ser uma solução competitiva pela maior solicitação de carga na base. Ao mesmo tempo em que o aumento percentual da espessura das paredes gerou um aumento na resultante de momento na base, impactando no dimensionamento destes elementos.

As soluções com *outrigger* e *belt-truss* e vigas na borda do pavimento também apresentaram redução efetiva no deslocamento horizontal. Os sistemas de contraventamento comprovaram o ótimo desempenho no aumento da rigidez lateral apontando ser uma solução eficiente pelo baixo impacto no peso próprio da estrutura. A inclusão dos elementos de contraventamento provoca a alteração na distribuição de uso de dois pavimentos ao longo da torre, interrompendo a característica de planta livre. As soluções com vigas de borda apresentaram maior competitividade quando adotada altura de viga de ao menos o dobro da altura de laje. Contudo, fica estabelecido um elemento bastante marcado na fachada do edifício ao longo de todos os pavimentos.

Em relação à análise sequencial construtiva, que considerou a inclusão de dois pavimentos a cada sete dias, houve aumento significativo no deslocamento horizontal máximo nos pavimentos finais. Quando é considerada a execução até o 32º pavimento, o deslocamento horizontal ultrapassa a resposta obtida com a análise não linear total. A inclusão dos pavimentos de serviço no topo do edifício alterou a tendência do deslocamento, a posição descentralizada

em planta do volume de topo alterou o sentido de deslocamento para o lado oposto da torre. A partir desta análise é evidente a necessidade de uma avaliação cuidadosa dos sistemas que podem gerar mudanças significativas no comportamento global da estrutura.

Seguindo o tema de pesquisa iniciado neste estudo, estão elencados abaixo sugestões para pesquisas futuras:

- a) estudo de combinações entre uma ou mais das soluções propostas;
- b) comparação no consumo de materiais e de custos entre os resultados das soluções propostas;
- c) análise paramétrica para número de pavimentos do edifício para cada solução;
- d) análise paramétrica para diferentes vãos entre pilares para o pavimento tipo;
- e) análise da influência da adoção de protensão nas lajes lisas na estabilidade global de edifícios altos;
- f) exploração das funcionalidades API (*Application Programming Interface*) do *software* ETABS no desenvolvimento de rotinas e *plugins* buscando otimização estrutural;
- g) refinamento da análise sequencial construtiva, considerando o edifício de lajes lisas com pavimento de transição;
- h) investigação da deformação vertical relativa entre pilares adjacentes e próximos ao núcleo rígido na análise sequencial;
- i) estudo da análise sequencial para os modelos com *outrigger* e *belt-truss*.

REFERÊNCIAS

ABI - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE IMRENSA. **O Prédio da ABI**. Disponível em: <<http://www.abi.org.br/institucional/o-predio-da-abi/>>. Acesso em: 05 Ago. 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

_____. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos, 2023.

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

AVILLA, M. C. **Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra**. 2016. 141 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

BAHIMA, C. F. S. **De placa e grelha: transformações dominoicas em terra brasileira**. 2015. Tese (Doutorado em Arquitetura) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

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.

CAC – CEMENT ASSOCIATION OF CANADA. **Concrete Design Handbook**. 4ª ed., 2016.

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

CASTELO BRANCO, A. F. V. **Contribuição para o projeto de lajes-cogumelo**. 1989. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

CEN. **EN 1990**: Eurocode: Basis of structural design. Brussels, 2002.

CEN. **EN 1991-1-4**: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. Brussels, 2005.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J., **Dynamics of Structures**. McGraw-Hill, 2ª ed., 1993.

COMAS, C. E. Teoria Acadêmica, arquitetura moderna, corolário brasileiro in **Anales del Instituto Iberoamericano**, Buenos Aires, vol. 26, p. 85-96, 1988. Versão em português: COMAS, Carlos Eduardo. Teoria Acadêmica, Corolário Brasileiro in Gávea 11, 1994.

_____. **Arquitetura Moderna estilo Corbu, Pavilhão brasileiro** in AU, São Paulo, nº 26, 1989.

CHING, F. D. K et al. **Sistemas estruturais ilustrados: padrões, sistemas e projeto**. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2015. 344 p.

_____. **Técnicas de construção ilustradas**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2017. 482 p.

CHOI, H.; HO, G.; JOSEPH, L.; MATHIASO, N. **Outrigger Design for High-Rise Buildings: An output of the CTBUH Outrigger Working Group**. Council on Tall Buildings and Urban Habitat: Chicago, 2012.

CSA – CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. CSA A23.3-04 - **Design of Concrete Structures**. Canadian Standards Association, 2014.

CSI - COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. **CSI Analysis Reference Manual**. ISO# GEN062708M1 Rev.18. California, 2017.

EDIFÍCIO ESTHER. **Arquivo Arq**. Disponível em: <<http://www.arquivo.arq.br/edificio-esther>>. Acesso em: 05 Ago. 2022.

FERREIRA, A. M. **Análise da punção e flechas em lajes maciças sem vigas de concreto armado de acordo com as prescrições da NBR 6118:2003**. 2005. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Sistema estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. 1989. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

FIGUEIREDO FILHO, J. R.; BALTAZAR, L. D.; MORETTI, R. C. Estudo da viabilidade econômica dos sistemas estruturais de lajes sem vigas, de concreto armado, frente aos convencionais de lajes, vigas e pilares e às lajes pré-moldadas em **Anais de Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**, 27. Tucumán, v. 1, p. 449-481, 1995.

GASPARINI, D. A. Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905–1909. **Journal of Structural Engineering**. V. 128, nº 10, p. 1243-1252, out. 2002.

GUARDA, M. C. C. **Cálculo de lajes-cogumelo pela teoria das charneiras plásticas**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

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

HENNRICHS, C.A. **Estudos sobre a modelagem de lajes planas de concreto armado**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

KON, N. **MES, Lucio Costa - Rio de Janeiro/RJ, 1936**. Disponível em: <<https://www.nelsonkon.com.br/mes/>>. Acesso em: 05 Ago. 2022.

KÜSTER, L. D. **Contribuição ao projeto de pavimentos de lajes sem vigas protendidas**. 2014a. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

KÜSTER, V. K. J. P. **Estudo do comportamento estrutural de prédios de concreto armado contraventados por núcleo rígido tendo em vista o esforço de torção originado pela ação do vento**. 2014b. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

MAISON Dom-Ino. **Fondation Le Corbusier**. Disponível em: <[http://www.fondationlecorbusier.fr/corbuweb/morpheus.aspx?sysId=13&IrisObjectId=5972&sysLanguage=en-en&itemPos=4&itemCount=215&sysParentId=65&sysParentName=\)](http://www.fondationlecorbusier.fr/corbuweb/morpheus.aspx?sysId=13&IrisObjectId=5972&sysLanguage=en-en&itemPos=4&itemCount=215&sysParentId=65&sysParentName=))>. Acesso em: 29 Jul. 2022.

MOON, K. S. **Outrigger systems for structural design of complex-shaped tall buildings**. Int. J. High-Rise Buildings, vol. 5, no. 1, pp. 13–20, 2016, <http://dx.doi.org/10.21022/IJHRB.2016.5.1.13>.

PALERMO, H. N. S. **O Sistema Dom-ino**. 2006. 222 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PARFITT, F. M. B.; MORSCH, I. B.; GOMES, H. M. **Multi-objective optimization of outriggers in high-rise buildings subjected to wind loads**. Rev. IBRACON Estrut. Mater., vol. 16, no. 2, e16203, 2023, <https://doi.org/10.1590/S1983-41952023000200003>.

ROWE, C. **The Mathematics of the Ideal Villa and Other Essays**. Cambridge Mass.: The MIT Press, 1976.

SEGRE, R. **Ministério da Educação e Saúde: ícone urbano da modernidade brasileira (1935-1945)**. São Paulo: Romano Guerra, 2013. 544 p.

SILVANY, T. T. **Deslocamentos transversais em lajes-cogumelo**. 1996. 170f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

SIMÃO DE OLIVEIRA, L. G. **Estudo sobre o comportamento estrutural de pavimentos de edifícios com lajes sem vigas com a presença de furos e aberturas**. 2018. 143 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

SOUZA, R. M. **Punção em lajes lisas de concreto armado com furos adjacentes ao pilar e transferência de momento**. 2008. 442 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília.

TAVARES, C. M. **Análise da estabilidade global de um edifício alto de concreto armado com estrutura de lajes nervuradas lisas**. 2018. 117 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

ANEXOS

ANEXO A – CARGA DE VENTO

Tabela com cargas de vento estáticas previstas para o período de retorno de 50 anos em cada piso, fornecida pela empresa *Glotman Simpson Consulting Engineers*.

Table 3: Predicted 50-Year Return Period Effective Static Wind Loads at Each Level for Strength Design				
Structural Damping of 0.020				
ULS: Tx = 5.049 s, Ty = 3.848 s, Tz = 2.705 s				
LEVEL	Height ft	Fx kip	Fy kip	Mz kip-ft
L39	357,8	13,0	8,1	54,4
L38	347,5	18,9	19,0	119,7
L37	334,7	28,6	15,5	260,6
L36	324,7	74,8	50,5	832,5
L35	309,3	46,8	31,4	500,3
L34*	299,0	36,4	24,3	392,8
L33	290,3	35,1	23,4	384,6
L32	281,5	34,2	22,7	379,3
L31	272,8	33,2	22,0	373,6
L30	264,0	32,3	21,3	367,4
L29	255,3	31,4	20,6	360,8
L28	246,5	30,4	19,9	353,7
L27	237,8	29,4	19,2	346,2
L26	229,0	28,5	18,5	338,2
L25	220,3	27,5	17,8	329,8
L24	211,5	26,5	17,1	320,9
L23	202,8	25,5	16,4	311,6
L22	194,0	24,5	15,7	301,9
L21	185,3	23,5	14,9	291,8
L20	176,5	22,5	14,2	281,3
L19	167,8	21,5	13,5	270,4
L18	159,0	20,5	12,8	259,1
L17	150,3	19,5	12,1	247,4
L16	141,5	18,5	11,5	235,4
L15	132,8	17,5	10,8	223,1
L14	124,0	16,5	10,1	210,4
L13	115,3	15,5	9,4	197,4
L12	106,5	14,4	8,7	184,2
L11	97,8	13,4	8,1	170,6
L10	89,0	12,4	7,4	156,8
L09	80,3	11,4	6,8	142,8
L08	71,5	10,4	6,1	128,6
L07	62,8	9,4	5,5	114,3
L06	54,0	8,4	4,8	99,9
L05	45,3	7,4	4,2	85,4
L04	36,5	6,7	3,7	74,4
L03	27,8	13,6	7,1	169,5
L02	12,5	10,3	5,2	129,2
Σ		870,0	560,0	10.000,0

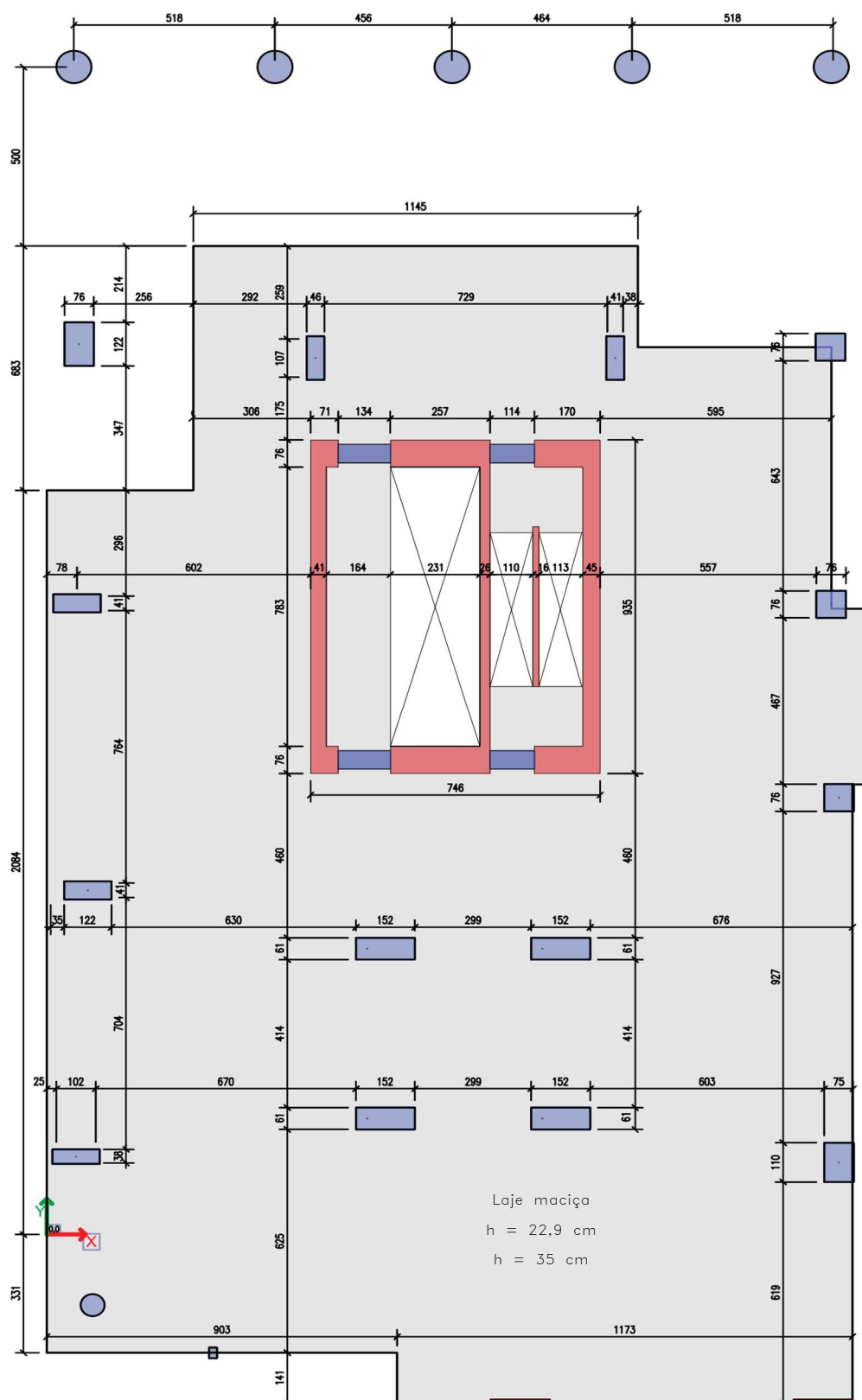
Tabela convertida para unidades do SI.

Cargas de vento estáticas efetivas previstas para o período de retorno de 50 anos em cada piso. Amortecimento estrutural: 0.020 Períodos para ELU: Tx = 5.049 s, Ty = 3.848 s, Tz = 2.705 s				
Pavimento	Altura m	Fx kN	Fy kN	Mz kN.m
38	109,1	58,0	36,0	73,7
37	105,9	84,2	84,7	162,3
36	102,0	127,1	68,8	353,3
35	99,0	332,6	224,5	1128,7
34	94,3	208,2	139,9	678,3
33	91,1	161,7	108,1	532,6
32	88,5	156,0	103,9	521,4
31	85,8	151,9	100,8	514,3
30	83,1	147,8	97,7	506,5
29	80,5	143,6	94,7	498,2
28	77,8	139,5	91,5	489,2
27	75,1	135,2	88,5	479,6
26	72,5	130,9	85,3	469,4
25	69,8	126,6	82,2	458,5
24	67,1	122,2	79,0	447,1
23	64,5	117,8	75,9	435,1
22	61,8	113,4	72,8	422,5
21	59,1	109,0	69,6	409,3
20	56,5	104,5	66,5	395,6
19	53,8	100,1	63,3	381,4
18	51,1	95,6	60,2	366,6
17	48,5	91,1	57,1	351,3
16	45,8	86,6	54,0	335,5
15	43,1	82,1	50,9	319,2
14	40,5	77,7	47,9	302,4
13	37,8	73,2	44,8	285,3
12	35,1	68,7	41,9	267,7
11	32,5	64,2	38,9	249,7
10	29,8	59,8	35,9	231,3
9	27,1	55,3	33,0	212,6
8	24,5	50,9	30,1	193,6
7	21,8	46,4	27,2	174,3
6	19,1	41,9	24,3	154,9
5	16,5	37,4	21,4	135,4
4	13,8	32,8	18,5	115,8
3	11,1	29,8	16,6	100,9
2	8,5	60,6	31,4	229,9
1	3,8	45,6	23,3	175,2
Σ		3.870,1	2.491,0	13.558,2

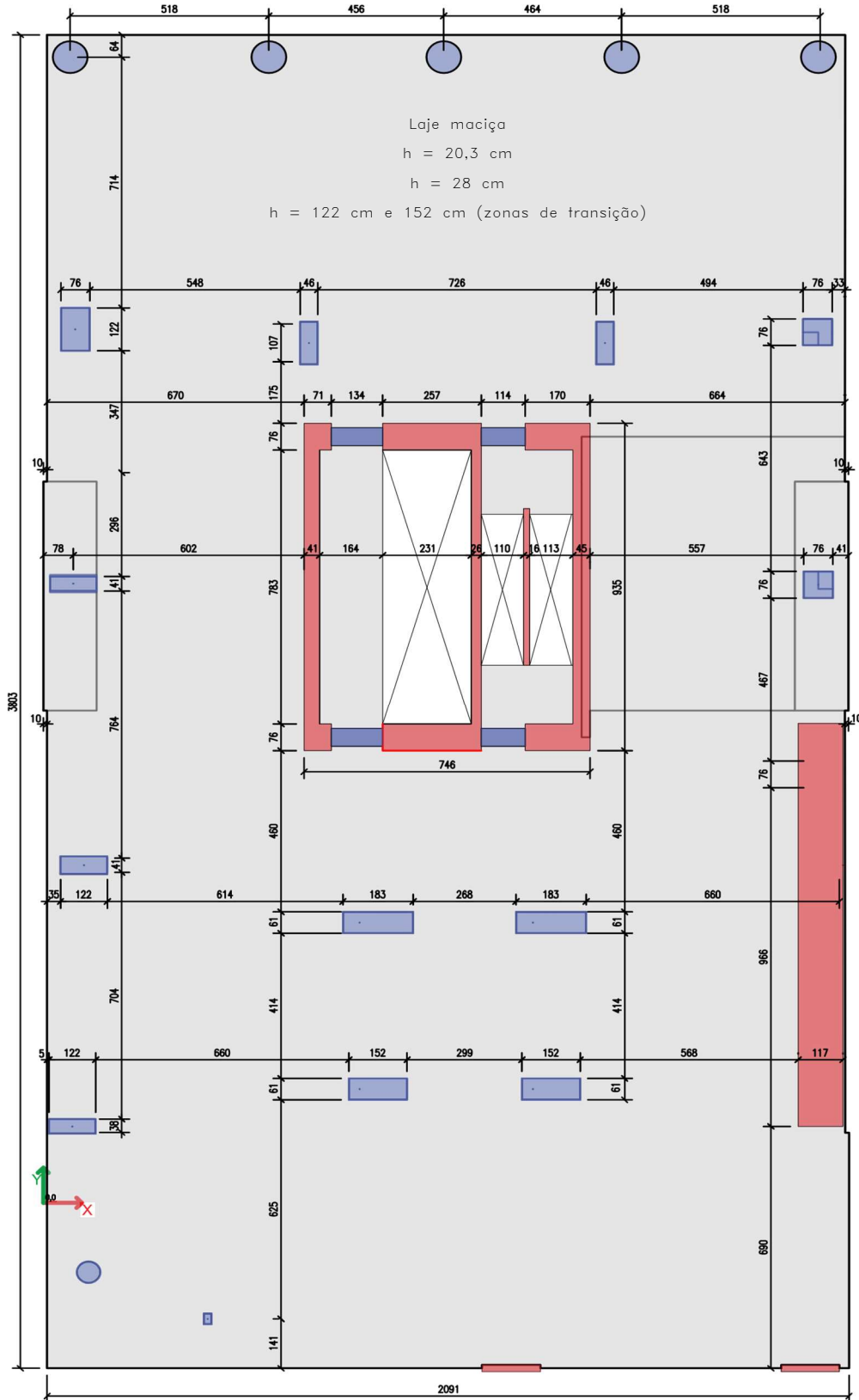
APÊNDICES

APÊNDICE A – PLANTAS BAIXAS EDIFÍCIO REFERÊNCIA

A.1 – PLANTA BAIXA PRIMEIRO PAVIMENTO – Dimensões em cm



A.2 – PLANTA BAIXA SEGUNDO PAVIMENTO – Dimensões em cm



A.4 – PLANTA BAIXA 34º PAVIMENTO – Dimensões em cm

