



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE  
NÚCLEO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL**

**CAMILA DE MELO TAVARES**

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM  
EDIFÍCIO ALTO DE CONCRETO ARMADO COM  
ESTRUTURA DE LAJES NERVURADAS LISAS**

Caruaru, 2018

CAMILA DE MELO TAVARES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM  
EDIFÍCIO ALTO DE CONCRETO ARMADO COM  
ESTRUTURA DE LAJES NERVURADAS LISAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGECAM do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Prof.(a) Dra. Giuliana F. F. Bono

Coorientador: Prof. Dr. Gustavo Bono

Caruaru, 2018



CAMILA DE MELO TAVARES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO ALTO DE CONCRETO  
ARMADO COM ESTRUTURA DE LAJES NERVURADAS LISAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGECAM do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Aprovada em: 02/08/2018.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof.(a) Dra. Giuliana F. F. Bono (Orientadora)  
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE

---

Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior (Examinador interno)  
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE

---

Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa (Examinador externo)  
Universidade Federal da Paraíba – UFPB

*Dedico este trabalho ao  
meu namorado André Lopes,  
companheiro de muitos anos e grande  
incentivador.*

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, pelo dom da vida, por todas as oportunidades que me foram concedidas e por ter dado a chance de concluir mais uma etapa da minha vida.

A toda minha família, em especial aos meus pais, pelo apoio total e irrestrito em todas as fases da minha vida, pelos ensinamentos e pela educação que me concederam na formação do meu caráter.

À minha Orientadora Prof.(a) Dra. Giuliana Bono, pela confiança, paciência, disponibilidade de tempo e orientação deste trabalho, mas também pelos conhecimentos a mim transmitidos ao longo deste curso.

A todos os professores que contribuíram de forma direta e indireta na minha formação profissional, em especial ao Dr. Gustavo Bono, pela amizade, conselhos e conhecimentos transmitidos na disciplina.

Ao meu namorado André Felipe, por toda paciência compreensão, carinho e amor, e por me ajudar muitas vezes a achar soluções quando elas pareciam não aparecer. Você foi a pessoa que compartilhou comigo os momentos de tristezas e alegrias. Além deste trabalho, dedico todo meu amor a você.

Ao engenheiro civil e também meu pai Manoel Jorge, pela amizade, pelos conselhos e pelos valiosos e inestimáveis ensinamentos da prática de engenharia durante toda graduação e pós-graduação.

À minha avó Giza (*in memoriam*), que infelizmente não pôde compartilhar comigo esse momento tão especial em minha vida nos deixando durante a minha jornada.

Aos meus irmãos Rafaela e Tiago.

À empresa COMELLO ENGENHARIA LTDA por ter cedido gentilmente o projeto de arquitetura do edifício usado no estudo deste trabalho de dissertação.

À Universidade Federal de Pernambuco, em especial ao Centro Acadêmico do Agreste, por ter me concedido a oportunidade de cursar e concluir a pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental.

## RESUMO

A análise da estabilidade das estruturas é um fator primordial nos lançamentos estruturais de concreto armado. Em estruturas de lajes lisas (sem vigas), deve-se realizar um estudo minucioso quando comparada a sistemas convencionais com lajes, vigas e pilares, porque a ausência de vigas nos sistemas estruturais diminui bastante a estabilidade global da edificação quando submetida às ações horizontais e verticais. Com o intuito de verificar a estabilidade de edifícios altos de concreto armado em estruturas com lajes lisas, foi realizado um estudo de caso para um edifício modelo de 28 pavimentos situado na cidade de Caruaru-PE, onde inicialmente adotou-se um lançamento estrutural modelo com o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z > 1,1$ , ou seja, a estrutura sendo classificada como de nós móveis, devendo-se considerar os efeitos de segunda ordem, conforme estabelece a norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Posteriormente, foram realizados lançamentos considerando algumas variações na resistência característica do concreto e nas tipologias estruturais, tais como: implantação de faixas com os maciços, mudança na direção dos pilares, implantação de núcleo rígido e aumento na espessura das lajes. Mediante tais variações, realizaram-se combinações dos lançamentos que apresentaram menores valores para o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , chegando a uma configuração estrutural que apresentasse um valor do parâmetro  $\gamma_z \leq 1,1$ , tornando-se a estrutura de nós fixos. A análise do comportamento das estruturas e os valores do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  foram analisados no *software* CYPECAD versão 2016. A partir dos resultados obtidos, pode-se observar que a escolha do sistema estrutural depende de muitos parâmetros que influenciam diretamente na estabilidade da edificação.

**Palavras-chave:** Efeitos de segunda ordem. Estabilidade global. Lajes nervuradas lisas.

## ABSTRACT

The stability of the structures is a primordial factor in the structural launches of reinforced concrete. In structures of flat slabs (without beams), it is necessary to carry out a detailed study when compared to conventional systems (with slabs, beams and pillars), since such a non-portico configuration contributes to higher values of the stability coefficient  $\gamma_z$ . With the objective of verifying the stability of tall buildings of reinforced concrete in structures with flat slabs, in order to verify the stability of the reinforced concrete structures, a case study was carried out for a model of construction of 28 floors located in the city of Caruaru-PE, where it was initially adopted a model structural launch with the instability parameter  $\gamma_z > 1,1$ , therefore, the structure being classified as mobile nodes, and the second order effects must be considered as established by the norm ABNT NBR 6118(2014). Subsequently, launches were made considering some typical variation in the concrete strength and in the structural typologies, such as: the implantation of band with the massive ones, the change in the pillar's direction, the implantation of rigid core and the increase of slab thickness. By means of such variations, a combination of the entries that presented lower values for the parameter  $\gamma_z$ , finding a structural configuration that presented a value of the parameter  $\gamma_z \leq 1,1$ , and was established as the structure of fixed nodes. The analysis of the behavior of the structures and the stability parameter values  $\gamma_z$  were analyzed in the software CYPECAD version 2016. Starting from the obtained results, it can be observed that the choice of the structural system depends on many parameters that directly influence the stability of the building.

**Keywords:** Second order effects. Global stability. Flat ribbed slabs.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 -	Perspectiva esquemática laje lisa e cogumelo.....	25
FIGURA 2 –	Sistemas estruturais para as lajes de concreto armado. ....	26
FIGURA 3 –	Configuração das dimensões do maciço da laje lisa. ....	27
FIGURA 4 –	Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos....	28
FIGURA 5 –	Superfície crítica no contorno C.....	28
FIGURA 6 –	Superfície crítica no contorno C' . ....	29
FIGURA 7 –	Superfície crítica no contorno C''.....	29
FIGURA 8 –	Perímetros críticos nas superfícies C, C' para diferentes seções de pilares.....	30
FIGURA 9 –	Pavimento tipo do edifício em estudo considerando sistema estrutural de lajes lisas com utilização de vigas de borda. ....	31
FIGURA 10 –	Lajes apoiando diretamente sobre os pilares. ....	33
FIGURA 11 –	Peso próprio calculado para laje nervurada (a), seção transversal e (b) em planta.....	34
FIGURA 12 –	Camadas do piso.....	35
FIGURA 13 –	Cargas de Paredes.....	36
FIGURA 14 –	Definições básicas do vento. ....	39
FIGURA 15 –	Isopletas de velocidade básica $V_0$ (m/s).....	41
FIGURA 16 –	Fator topográfico $S_1(z)$ . ....	43
FIGURA 17 –	Coefficiente de arrasto $C_a$ para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. ....	47
FIGURA 18 –	Coefficiente de arrasto $C_a$ para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.....	48
FIGURA 19 –	Modelos estruturais – Pórtico plano e espacial. ....	50
FIGURA 20 –	Esquema estrutural genérico deformado. ....	51
FIGURA 21 –	Barra vertical com mudança de posição no espaço. ....	54
FIGURA 22 –	Reações na barra vertical indeformada. ....	55
FIGURA 23 –	Reações na barra vertical deformada.....	55
FIGURA 24 –	Efeitos de segunda ordem localizados.....	56
GRÁFICO 1 -	Determinação do momento final $M$ .....	58

FIGURA 25 –	Atuação do vento na estrutura. ....	62
FIGURA 26 –	Formação de pórtico para enrijecimento lateral do edifício. ....	65
FIGURA 27 –	Emprego de núcleos de rigidez em edifício. ....	65
FOTOGRAFIA 1 -	Fachada do edifício Cely Miranda. ....	68
PLANTA 1 -	Planta baixa do edifício Cely Miranda. ....	68
PLANTA 2 -	Planta baixa do edifício modelo. ....	69
PLANTA 3 -	Planta de fôrma do edifício modelo. ....	70
FIGURA 28 –	Dimensões do edifício em estudo. ....	72
FLUXOGRAMA 1 -	Fluxograma deste trabalho de dissertação. ....	74
GRÁFICO 2 -	Quantitativo de materiais dos lançamentos sem vento x com vento. ....	76
GRÁFICO 3 -	Quantitativo de armadura lançamentos sem vento x com vento. ....	76
GRÁFICO 4 -	Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 1. ....	79
GRÁFICO 5 -	Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 1. ....	80
FIGURA 29 –	Pavimento tipo de laje lisa com vigas de borda. ....	81
GRÁFICO 6 -	Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 2. ....	83
GRÁFICO 7 -	Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 2. ....	83
PLANTA 4 -	Implantação de faixas de maciços no lançamento 3. ....	85
GRÁFICO 8 -	Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 3. ....	86
GRÁFICO 9 -	Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 3. ....	87
PLANTA 5 -	Planta baixa lançamento 4. ....	88
GRÁFICO 10 -	Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 4. ....	90
GRÁFICO 11 -	Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 4. ....	90
FIGURA 30 –	Dimensões do núcleo rígido lançamento 5. ....	92
PLANTA 6 -	Implantação do núcleo rígido no lançamento 5. ....	93
GRÁFICO 12 -	Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 5. ....	94
GRÁFICO 13 -	Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 5. ....	94
FIGURA 31 –	Seção transversal de laje nervurada moldada no local com fôrmas Atex 150. ....	96
FIGURA 32 –	Seção transversal de laje nervurada moldada no local com fôrmas Atex 180. ....	96
GRÁFICO 14 -	Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 6. ....	98
GRÁFICO 15 -	Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 6. ....	98
GRÁFICO 16 -	Valores de Gama Z na direção (x) dos seis lançamentos. ....	100

GRÁFICO 17 -	Valores de Gama Z na direção (y) dos seis lançamentos. ....	100
GRÁFICO 18 -	Valores de Gama Z nas direções (x e y) dos seis lançamentos. ....	101
GRÁFICO 19 -	Quantitativo de materiais da superestrutura combinação 1 e 2. ....	104
GRÁFICO 20 -	Quantitativo de materiais da superestrutura modelo e combinação 1..	106

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 -	Peso específico dos materiais componentes da parede. ....	37
TABELA 2 -	Valores mínimos das cargas verticais.....	38
TABELA 3 -	Fator topográfico em função da altura da edificação. ....	42
TABELA 4 -	Parâmetros meteorológicos. ....	45
TABELA 5 -	Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ . ....	46
TABELA 6 -	Dimensões dos Pilares – projeto Modelo. ....	70
TABELA 7 -	Características dos Lançamentos.....	71
TABELA 8 -	Deslocamento da estrutura para o lançamento modelo. ....	75
TABELA 9 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para o lançamento modelo. ....	77
TABELA 10 -	Custo total de material da superestrutura para o lançamento modelo. ....	77
TABELA 11 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para o lançamento 1. ....	78
TABELA 12 -	Deslocamento da estrutura para o lançamento 1. ....	79
TABELA 13 -	Custo total de material da superestrutura para o lançamento 1. ....	80
TABELA 14 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para o lançamento 2. ....	82
TABELA 15 -	Deslocamento da estrutura para o lançamento 2. ....	82
TABELA 16 -	Custo total de material da superestrutura lançamento 2. ....	84
TABELA 17 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para o lançamento 3. ....	85
TABELA 18 -	Deslocamento da estrutura para o lançamento 3. ....	86
TABELA 19 -	Custo total de material da superestrutura lançamento 3. ....	87
TABELA 20 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para o lançamento 4. ....	89
TABELA 21 -	Deslocamento da estrutura para o lançamento 4. ....	89
TABELA 22 -	Custo total de material da superestrutura lançamento 4. ....	91
TABELA 23 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para o lançamento 5. ....	92
TABELA 24 -	Deslocamento da estrutura para o lançamento 5. ....	93
TABELA 25 -	Custo total de material da superestrutura lançamento 5. ....	95
TABELA 26 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para o lançamento 6. ....	97
TABELA 27 -	Deslocamento da estrutura para o lançamento 6. ....	97
TABELA 28 -	Custo total de material da superestrutura lançamento 6. ....	99
TABELA 29 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para a combinação 1.....	102
TABELA 30 -	Parâmetro de instabilidade $\gamma z$ para a combinação 2.....	102

TABELA 31 – Análise comparativa de custo de materiais entre as combinações 1 e 2. ....	105
TABELA 32 – Análise comparativa de custo de materiais (fôrma, concreto e armadura) entre as combinações 1 e o lançamento modelo. ....	107

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR Norma Brasileira

NLF Não Linearidade Física

NLG Não Linearidade Geométrica

PG Progressão Geométrica

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_e$	Área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.
$A_s$	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$A_s'$	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
$a_x$	Comprimento equivalente ao enchimento na direção $x$
$a_y$	Comprimento equivalente ao enchimento na direção $y$
$b$	Parâmetro meteorológico usado na determinação de $S_2$
$C_a$	Coefficiente de arrasto
$d$	Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro
$e_{cont}$	Espessura do contrapiso
$e_{tijo}$	Espessura do tijolo
$e_{rebo}$	Espessura do reboco
$e_{reve}$	Espessura do revestimento
$e_{piso}$	Espessura referente ao material de revestimento
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
$EI$	Rigidez
$(EI)_{sec}$	Rigidez secante
$F_a$	Força de arrasto
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$F_g$	Força global do vento
$F_r$	Fator de rajada
$g_{piso}$	Carga permanente do piso e contrapiso
$g_{pare}$	Carga permanente da parede por unidade de área
$g_{pp}$	Carga permanente devido ao peso próprio da laje
$g_{revt}$	Carga permanente do revestimento do teto
$H$	Altura total da edificação
$h$	Altura total da laje
$h_{ench}$	Altura equivalente ao enchimento

$h_{pare}$	Altura da parede
$I_c$	Momento de inércia da seção de concreto
$i_x$	Distância entre eixos de nervura na direção $x$
$i_y$	Distância entre eixos de nervura na direção $y$
$l_{pare}$	Comprimento da parede
$l_1$	Largura da edificação (dimensão horizontal de uma edificação perpendicular à direção do vento)
$l_2$	Profundidade da edificação (dimensão na direção do vento)
$M_r$	Momento de Fissuração do elemento estrutural
$M_y$	Momento de Escoamento
$M_u$	Momento Último
$M_1$	Momento Fletor de primeira ordem
$p$	Expoente da lei potencial de variação de $S_2$
$q$	Pressão dinâmica do vento
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo e de sua altura sobre o terreno
$S_3$	Fator baseado em conceitos probabilísticos
$V_0$	Velocidade básica do vento
$V_k$	Velocidade característica do vento
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem
$z$	Altura acima do terreno
$\alpha$	Parâmetro de instabilidade
$\alpha_E$	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade do concreto
$\gamma_{conc}$	Peso específico do concreto armado

- $\gamma_{cont}$  – Peso específico do contrapiso
- $\gamma_{piso}$  – Peso específico do piso
- $\gamma_{rebo}$  – Peso específico do reboco
- $\gamma_{reve}$  – Peso específico do revestimento
- $\gamma_{tijolo}$  – Peso específico do tijolo
- $\gamma_z$  – Coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem
- $\theta$  – Inclinação média do talude ou encosta do morro
- $\sigma$  – Tensão à compressão no concreto

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>19</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos</b> .....	<b>20</b>
<i>1.1.1</i>	<i>Objetivo geral</i> .....	<i>20</i>
<i>1.1.2</i>	<i>Objetivos específicos</i> .....	<i>20</i>
<b>1.2</b>	<b>Justificativa</b> .....	<b>20</b>
<b>1.3</b>	<b>Revisão bibliográfica</b> .....	<b>21</b>
<b>2</b>	<b>LAJES NERVURADAS LISAS</b> .....	<b>25</b>
<b>2.1</b>	<b>Sistema com vigas apenas nas bordas do pavimento</b> .....	<b>30</b>
<b>2.2</b>	<b>Vantagens e Desvantagens das Lajes Nervuradas lisas</b> .....	<b>31</b>
<b>2.3</b>	<b>Ações a Considerar no Dimensionamento de Lajes</b> .....	<b>32</b>
<i>2.3.1</i>	<i>Ações Permanentes em Lajes</i> .....	<i>33</i>
<i>2.3.1.1</i>	<i>Peso próprio da Laje</i> .....	<i>33</i>
<i>2.3.1.2</i>	<i>Piso e contrapiso</i> .....	<i>34</i>
<i>2.3.1.3</i>	<i>Revestimento do teto</i> .....	<i>36</i>
<i>2.3.1.4</i>	<i>Paredes</i> .....	<i>36</i>
<i>2.3.2</i>	<i>Ações Variáveis nas Lajes</i> .....	<i>37</i>
<b>3</b>	<b>AÇÃO DO VENTO</b> .....	<b>39</b>
<b>3.1</b>	<b>Determinação da intensidade da ação do vento</b> .....	<b>39</b>
<i>3.1.1</i>	<i>Fator topográfico S1</i> .....	<i>42</i>
<i>3.1.2</i>	<i>Fator S2</i> .....	<i>43</i>
<i>3.1.3</i>	<i>Fator estatístico S3</i> .....	<i>46</i>
<b>3.2</b>	<b>Coeficiente de Arrasto <math>C_a</math></b> .....	<b>46</b>
<b>3.3</b>	<b>Força de Arrasto do Vento</b> .....	<b>48</b>
<b>4</b>	<b>ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO</b> .....	<b>50</b>
<b>4.1</b>	<b>Consideração das não linearidade física e geométrica</b> .....	<b>51</b>
<i>4.1.1</i>	<i>Não linearidade física</i> .....	<i>51</i>
<i>4.1.2</i>	<i>Não linearidade geométrica</i> .....	<i>53</i>
<b>4.2</b>	<b>Análise das Estruturas de Nós Fixos e Nós Móveis</b> .....	<b>57</b>
<b>4.3</b>	<b>Parâmetro de Instabilidade <math>\gamma_z</math></b> .....	<b>57</b>

4.4	Consideração dos efeitos de segunda ordem no <i>software</i> CYPECAD.....	61
4.5	Fatores que influenciam a estabilidade.....	63
4.5.1	<i>Disposição do Sistema Estrutural</i> .....	64
4.5.2	<i>Resistência e Módulo de Elasticidade do Concreto</i> .....	66
5	<b>METODOLOGIA</b> .....	67
5.1	Apresentação do projeto Modelo.....	67
5.2	Apresentação dos lançamentos .....	71
5.3	Critérios para o cálculo dos custos .....	73
6	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	75
6.1	Primeira Etapa .....	75
6.1.1	<i>Lançamento Modelo</i> .....	75
6.2	Segunda Etapa – Lançamentos .....	78
6.2.1	<i>Lançamento 1</i> .....	78
6.2.2	<i>Lançamento 2</i> .....	81
6.2.3	<i>Lançamento 3</i> .....	84
6.2.4	<i>Lançamento 4</i> .....	88
6.2.5	<i>Lançamento 5</i> .....	91
6.2.6	<i>Lançamento 6</i> .....	95
6.3	Terceira Etapa - Combinação dos lançamentos.....	99
6.3.1	<i>Combinação 1</i> .....	101
6.3.2	<i>Combinação 2</i> .....	102
6.4	Quarta Etapa – Análise de custo .....	103
6.4.1	<i>Análise da Combinação 1 e 2</i> .....	103
6.4.2	<i>Análise Lançamento modelo e combinação 1</i> .....	105
7	<b>CONCLUSÕES</b> .....	108
8	<b>PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	111
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	112

# 1 INTRODUÇÃO

Com o avanço da engenharia nos últimos anos, tornou-se possível a execução de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, surgindo a necessidade do estudo de métodos que venham melhorar a estabilidade das edificações.

Sabe-se que em edifícios que apresentam elevadas alturas, a ação do vento provoca grandes efeitos, produzindo esforços adicionais quando aplicados simultaneamente com as demais ações atuantes na estrutura. Apesar das estruturas que apresentam sistemas de contraventamento compostos por lajes, vigas e pilares normalmente apresentarem um melhor resultado frente a estabilidade da edificação, o sistema de lajes lisas, vem sendo cada vez mais usados na construção civil. Este sistema é caracterizado pelo uso de lajes sem vigas, apoiando-se diretamente sobre os pilares. Porém no caso de edifícios altos, a ausência de vigas nos sistemas estruturais diminui bastante a estabilidade global da edificação.

Para a elaboração de projetos de obras civis, vem-se buscando a racionalização e a eficiência no aproveitamento de recursos financeiros. Sendo assim, os sistemas de lajes sem vigas atendem bem a essas prerrogativas, oferecendo vantagens, tais como: eliminação das vigas acarretando na simplificação e diminuição de fôrmas, montagem de armaduras e concretagem, com outras consequências diretamente relacionadas, como economia de material e mão de obra, redução de prazos e de custos.

Considerar a configuração deformada de uma estrutura e o equilíbrio nesta configuração é indispensável para avaliar a estabilidade global da edificação. Este tipo de análise deve ser feito sempre que os deslocamentos horizontais, oriundos das ações horizontais, forem expressivos e ocasionarem o surgimento de esforços adicionais significativos gerados pelos carregamentos verticais atuantes nesta configuração deformada. Estes esforços adicionais são chamados de esforços de segunda ordem.

Sendo assim, torna-se necessária uma análise prévia da estrutura, para quantificar a magnitude dos efeitos de segunda ordem, a fim de estimar a sua consideração ou não destes efeitos para a elaboração do projeto estrutural.

Diversos estudos têm sido realizados com o intuito de estabelecer parâmetros que ajudem o projetista a prever a necessidade de se realizar uma análise de segunda ordem em toda a edificação. O estudo destes parâmetros é de extrema importância, uma vez que para elaboração e análise de projetos estruturais, levando em consideração os efeitos de segunda ordem são

necessários recursos adicionais e um maior tempo de processamento, tornando as etapas de análise e dimensionamento mais complexas.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo geral**

O objetivo principal deste trabalho de dissertação consiste em analisar a estabilidade global de um edifício alto de concreto armado com lajes nervuradas lisas submetido as ações do vento, utilizando o programa CYPECAD como ferramenta computacional, critérios técnicos e normativos.

### **1.1.2 Objetivos específicos**

- Reunir informações técnicas e normativas que permitam uma visão geral sobre a estabilidade global em sistemas estruturais com lajes nervuradas lisas quando solicitados pelas ações do vento.
- Analisar a estabilidade global da estrutura submetida à ação do vento, através do coeficiente  $\gamma_z$ , seguindo os preceitos das normas NBR 6123 (ABNT, 1988) e NBR 6118 (ABNT, 2014).
- Realizar um estudo comparativo entre diversos lançamentos estruturais, verificando a influência de alguns parâmetros na estabilidade global e no custo final dos materiais (fôrma, concreto e armadura) empregados, tais como: resistência característica do concreto a compressão ( $f_{ck}$ ), espessura da laje, implantação de faixas de maciços, posicionamento dos pilares e implantação de núcleo rígido na edificação.
- Pretende-se apresentar alternativas que auxiliem aos profissionais da construção civil na tomada de decisões, analisando alguns parâmetros que venham minimizar os efeitos de segunda ordem em um edifício alto composto por lajes nervuradas lisas, atendendo a melhor relação custo/benefício.

## **1.2 Justificativa**

Uma tendência de crescimento na construção de edifícios altos configura-se em nível global, devido ao aumento da população mundial e ao avanço da urbanização, como também,

o encarecimento dos terrenos e a necessidade de concentrar os aparelhos urbanos e a infraestrutura.

A estabilidade de uma edificação pode ser entendida como a sua capacidade de manter o equilíbrio sob a incidência de ações. Num primeiro momento, até se poderia pensar que este é um problema para resolução de estrutura em sua posição indeformada, ou seja, para uma análise de primeira ordem. Entretanto, esse tipo de avaliação não considera os efeitos adicionais que aparecem devido à associação entre os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura e o carregamento vertical pré-existente. Sendo assim, torna-se necessário considerar a estrutura em sua posição deformada, ou seja, deve-se realizar uma análise nos efeitos que surgem devido aos esforços de segunda ordem.

Frente as vantagens apresentadas para utilização de lajes nervuradas lisas e a importância da análise da estabilidade global nesse sistema estrutural utilizado para edifícios altos, torna-se oportuno um estudo aprofundado dos critérios que venham a ser aplicados para minimizar os efeitos de segunda ordem que surgem em edifícios altos submetidos as ações do vento.

### **1.3 Revisão bibliográfica**

Em meio as implantações de novos sistemas estruturais, surgiu a necessidade de desenvolver elementos que contribuíssem na estabilidade estrutural. Na pesquisa desenvolvida por Taranath (1968), a estrutura analisada é composta apenas por núcleo rígido e lajes, não existindo elemento de viga. A consideração das lajes ligadas ao núcleo estrutural resulta em dois efeitos distintos e favoráveis: o primeiro é que as lajes mantêm a secção transversal do núcleo constante, enquanto ocorre o empenamento, tornando válidas as hipóteses usadas na teoria de flexo-torção; e, o outro efeito decorrente desta consideração é que as lajes impedem a deformação longitudinal do núcleo estrutural devida à flexo-torção. Para que isto ocorra, as lajes têm que ter uma espessura suficientemente grande para que surja um efeito apreciável no núcleo. Deve ser feito um estudo para encontrar a espessura ideal das lajes, levando-se em conta a relação custo-benefício. Se as lajes forem consideradas finas, elas podem ser consideradas como um diafragma rígido, infinitamente rígidas no plano e muito flexível fora do plano, ou seja, sem resistência a flexão.

Com o objetivo de propor um processo simples de se estabelecer o deslocamento da estrutura e uma forma de se estimar com certa precisão os esforços de segunda ordem, Franco e Vasconcelos (1991) desenvolveram o coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem,  $\gamma_z$  (Gama Z).

Com base em sua própria experiência profissional em projetos de edifícios altos, Franco e Vasconcelos (1991), declara que, mesmo elementos de pequena rigidez contribuem de certa maneira para a estabilidade lateral da estrutura. Portanto, pode-se considerar que pórticos e outros elementos, em seu conjunto, também fazem parte da subestrutura de contraventamento. As subestruturas de contraventamento podem ser de nós fixos ou de nós móveis.

Após a proposta de utilização do coeficiente de estabilidade  $\gamma_z$ , outros trabalhos foram desenvolvidos com o objetivo de verificar a possibilidade de dispensa dos efeitos de segunda ordem, como apresenta a pesquisa de Carmo (1995). Em seu trabalho foram estudados os parâmetros de verificação do estado limite de deformações excessivas (a relação flecha-altura  $\frac{a}{H}$ ) e da estabilidade global (o parâmetro  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ ). Através da utilização de exemplos de estruturas de 30 edifícios usuais de concreto armado, estabeleceu uma relação entre esses parâmetros, objetivando propiciar ao projetista de estruturas condições de avaliar a eficiência e o grau de confiabilidade de cada um deles. Como conclusões, é possível destacar que para a análise global da estabilidade das estruturas, mostrou-se que os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$  se correlacionam, sendo este último vantajoso, conforme a sua própria formulação, por permitir estimar os esforços finais que incluem os de segunda ordem com boa aproximação

As lajes têm influência significativa no deslocamento das estruturas. Neste contexto, Martins (2001) apresentou uma análise de estruturas tridimensionais de edifícios de múltiplos pavimentos formadas pelos pilares, núcleos, vigas e lajes, considerando a interação de deslocamentos e esforços entre os vários elementos que formam a estrutura, levando-se em consideração a rigidez transversal à flexão de lajes com espessuras de 5cm, 10cm, 15cm e 25cm. Constatou-se que ao aumentar a espessura da laje, há uma diminuição dos deslocamentos laterais, pois a estrutura torna-se mais rígida. Portanto, constata-se a necessidade da consideração da rigidez transversal à flexão das lajes, pois estes elementos estruturais trabalham como uma placa, possuindo rigidez à flexão que não pode ser desprezada na análise global da estrutura.

Além da influência das cargas horizontais na estabilidade da estrutura, cabe destacar que as cargas verticais apresentam contribuições diretas no valor do coeficiente Gama Z, como apresenta Wordell (2003). Em sua pesquisa sobre a avaliação da instabilidade global de edifícios altos, analisou a influência das cargas verticais sobre os parâmetros de instabilidade, concluindo que quanto maiores forem as cargas verticais, maiores serão os parâmetros de instabilidade, indicando a maior influência dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura. Sinaliza-se então, ao projetista, a busca de elementos estruturais mais leves, a diminuição de

cargas permanentes, como a de contra-piso, e utilização de divisórias leves para se diminuir os efeitos de segunda ordem sobre a estrutura.

Na verificação da estabilidade de edifícios altos, a utilização de concretos com resistências altas estão cada vez mais sendo empregados com o objetivo de contribuir no enrijecimento do pórtico. Nessa linha de pesquisa, Ferreira (2005) estudou dois tópicos de extrema importância na elaboração do projeto de sistemas sem vigas: a punção e os deslocamentos verticais. Na análise dos resultados utilizou o programa de cálculo estrutural CYPECAD, realizou-se lançamentos com concretos de resistências de 25, 30, 40 e 50MPa, concluindo que com concreto a partir de 40 MPa, os deslocamentos foram baixos.

Além da contribuição da melhoria da estabilidade do pórtico com o aumento da resistência característica do concreto, como relata Ferreira (2005), nos sistemas estruturais de lajes lisas o simples fato do melhor posicionamento dos pilares, já apresenta contribuições significantes no enrijecimento do pórtico. Como destaca a pesquisa de Cicolin (2007), que para edifícios altos, com uso de lajes lisas e pilares distribuídos com regularidade, pode-se afirmar apenas que a alternativa dos pórticos não deve ser desprezada, uma vez que pode ser uma consideração importante. Entretanto, os resultados de valores altos nos parâmetros que medem a instabilidade, aliados a restrição arquitetônica na consideração dos pilares, não permitem conclusões mais efetivas quanto à utilização apenas dos pórticos.

Assim como Wordell (2003), Bueno (2009), destaca a contribuição das cargas verticais na estabilidade da estrutura. Em seu trabalho foi analisado três casos selecionados de edificações projetadas e construídas no Distrito Federal, no qual tinha como foco mostrar a importância dos fatores carregamento e rigidez para a estabilidade. Constatou-se que modificando esses dois parâmetros separadamente, pôde-se concluir que as cargas verticais aplicadas e a rigidez dos elementos componentes das edificações são os principais responsáveis pela estabilidade global e a manipulação destes dois fatores pode resultar em um melhor desempenho da estrutura.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), no caso de edificações altas e de grande esbelteza, os efeitos decorrentes das ações gravitacionais e horizontais se tornam mais importantes e podem, inclusive, desencadear situações de instabilidade do edifício. Dessa forma, embora em algumas situações as estruturas tenham rigidez suficiente para que possam ser desprezados os efeitos de segunda ordem devido à instabilidade global, ainda assim, precisam-se avaliar.

O estudo da utilização de núcleos rígidos em sistemas de lajes sem vigas, são relatos antigos como citado no trabalho de Taranath (1968), com o decorrer dos anos a execução de edifícios cada vez mais altos, esses elementos estruturais passaram a ser mais utilizados com o

objetivo de melhorar a estabilidade global da estrutura. Em sua pesquisa, Moncayo (2011) concluiu que núcleos rígidos não são necessários para garantir a estabilidade de edificações de pequeno porte, apenas os pórticos com vigas e pilares já eram suficientes, fazendo grande diferença na análise de edifícios altos. Tanto nos edifícios altos quanto nos de pequeno porte, os núcleos rígidos proporcionam a redução da seção transversal dos demais pilares. Sob este aspecto, eles teriam sentido também nos edifícios mais baixos se levassem a uma economia do custo global da estrutura.

Como citados em trabalhos anteriores, o sistema estrutural de lajes sem vigas, apresenta alguns pontos negativos frente a estabilidade, a retirada das vigas influencia diretamente no parâmetro de instabilidade como citam Paixão e Alves (2016). Em sua pesquisa apresentaram uma análise da estabilidade de uma edificação em concreto armado composta por laje nervurada onde foi utilizado o software Altoqi Eberick V9. Constatou-se que quanto menor for a participação de vigas no contraventamento da estrutura, maiores serão os valores dos parâmetros de instabilidade, deslocamentos e esforços solicitantes, ocasionando em maiores custos para as fundações e para a estrutura como um todo.

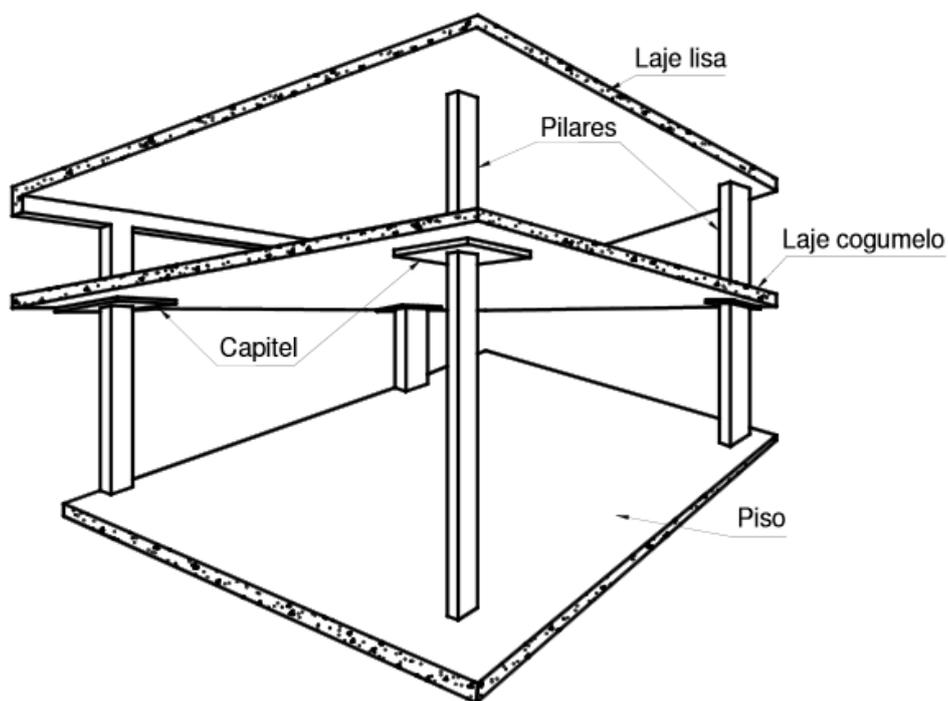
Wordell (2003) e Bueno (2009) concluíram que as cargas verticais têm contribuição negativa na estabilidade da estrutura. Porém, Passos et al. (2016) efetuou um estudo sobre a estabilidade global de edificações esbeltas compostas por lajes lisas e observou que o aumento da capa das lajes nervuradas proporcionou reduções significativas no coeficiente Gama Z. O aumento de carga vertical devido ao acréscimo de espessura das lajes é compensado pelo maior enrijecimento das ligações das lajes com os pilares e também pelo aumento da rigidez transversal à flexão.

Bueno e Loriggio (2016) realizaram a análise de verificação de estabilidade global de um pórtico plano, com utilização da matriz de rigidez geométrica, o qual mostrou a importância da verificação dos efeitos de 2ª ordem para garantia da segurança da estrutura. Constatou-se que o parâmetro  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , foram efetivos para mostrar a necessidade da avaliação destes efeitos. A análise não linear geométrica, com uso da matriz de rigidez geométrica, foi satisfatória para obter os esforços e deslocamentos devido aos efeitos de 2ª ordem.

## 2 LAJES NERVURADAS LISAS

Segundo o item 14.7.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014), lajes cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis, conforme ilustrado na Figura 1.

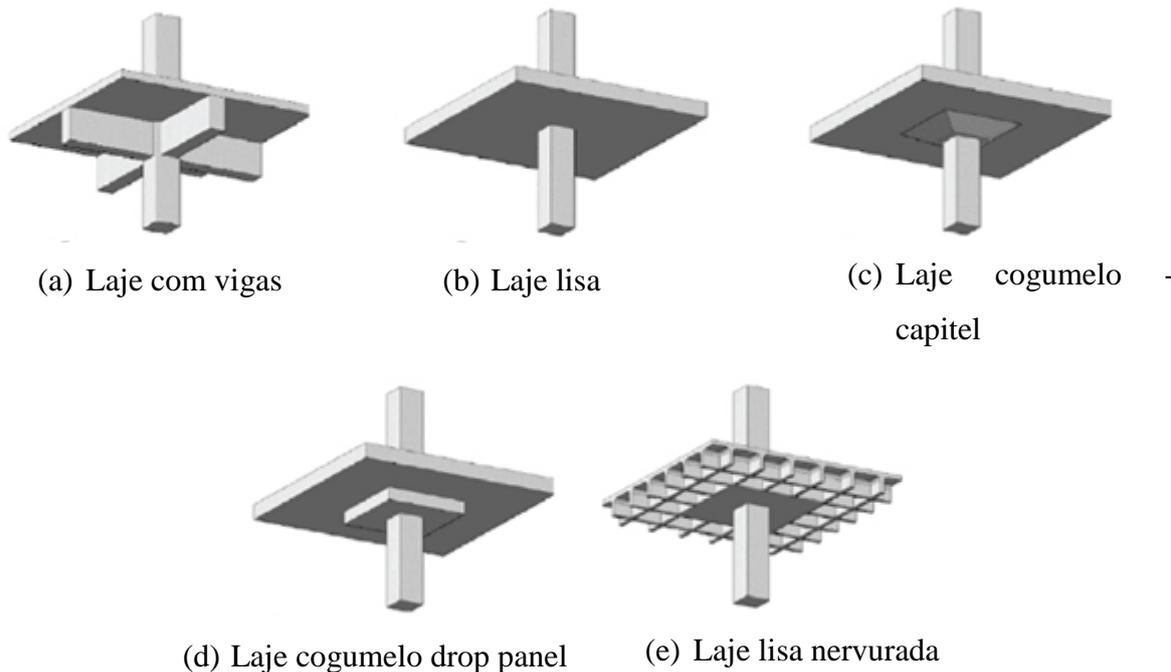
Figura 1 - Perspectiva esquemática laje lisa e cogumelo.



Fonte: Macgregor (1997).

Na Figura 2 apresentam-se perspectivas das vistas inferiores dos sistemas estruturais para lajes de concreto armado convencionais (a) e apoiadas diretamente sobre os pilares, como as lajes lisas e cogumelos. Destaca-se a Figura 2 (e), a qual apresenta a perspectiva do sistema estrutural de laje nervurada lisa, que representa o objeto de análise do presente estudo.

Figura 2 – Sistemas estruturais para as lajes de concreto armado.



Fonte: Autora (2018).

Atualmente, tem-se evitado o emprego de lajes nervuradas com capitéis, devido às dificuldades na montagem das fôrmas para execução dos capitéis. Entretanto, para se evitar a punção, ocorre um aumento na quantidade de armadura transversais. Desse modo, empregam-se lajes lisas, as quais são projetadas com uma espessura suficiente para garantir a sua resistência à punção (ARAÚJO, 2003).

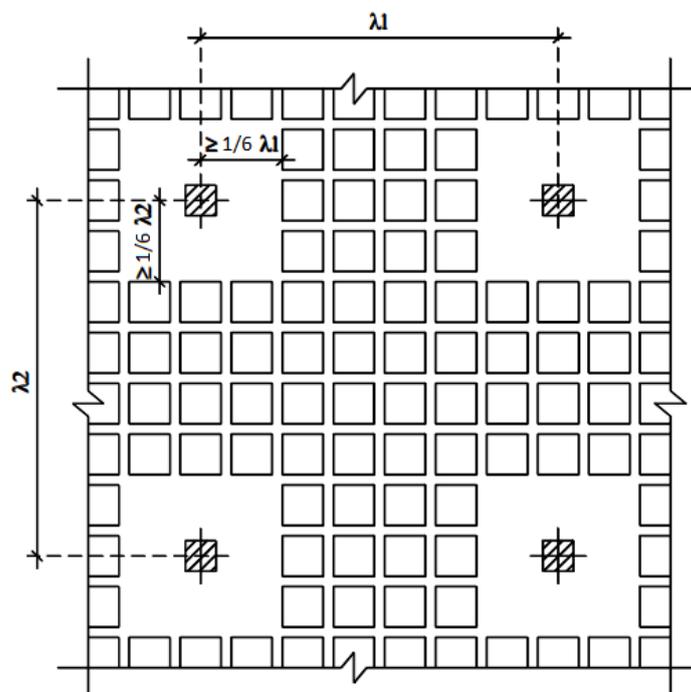
Segundo Trautwein (2006, p.6), a punção pode ser definida como:

A punção é caracterizada pela atuação de uma força concentrada sobre uma área de um elemento estrutural plano. Essa força causará, no seu entorno, elevadas tensões cisalhantes, podendo causar a ruína desse elemento. Em lajes cogumelo, o pilar introduz essa força concentrada, e a ruína ocorre na ligação laje-pilar. A ruptura por punção pode acontecer de forma abrupta e sem aviso prévio. Procura-se minimizar as tensões atuantes na região próxima ao pilar, com o aumento da espessura da laje inteira ou na região onde ocorre o esforço de punção, com o uso de capitéis. Outra forma de combate à punção está no aumento da capacidade resistente da laje, utilizando-se concreto de alta resistência e armadura de cisalhamento.

O problema é agravado quando há transferência de momentos fletores da laje para o pilar, ou em pilares posicionados nas bordas e nos cantos da laje. A ruptura devida à punção, quando

ocorre, é abrupta e frágil. Para diminuir essas tensões e evitar a possibilidade de ruptura por punção, nos pilares são inseridas regiões de maciço, conforme Figura 3.

Figura 3 – Configuração das dimensões do maciço da laje lisa.



Fonte: Silva (2005).

As dimensões mínimas utilizadas no memorial de cálculo do programa CYPECAD para dimensionamento dos maciços atendem as normas Espanholas, que estabelece dimensões mínimas de 1/6 da distância do pilar considerado ao pilar mais próximo.

Nos casos das lajes em concreto armado, em que os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, a NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 14.7.8 afirma que o cálculo dos esforços pode ser realizado pelo processo elástico aproximado, com redistribuição, que consiste em adotar, em cada direção, pórticos múltiplos, para obtenção dos esforços solicitantes.

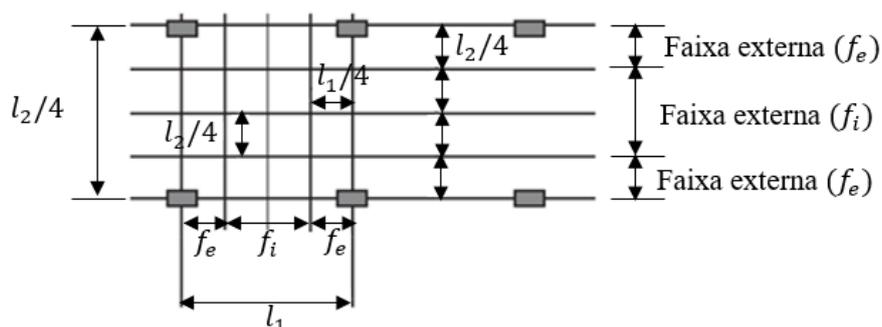
Para cada pórtico deve ser considerada a carga total. A distribuição dos momentos, obtida em cada direção, segundo as faixas indicadas na Figura 4, deve ser feita da seguinte maneira:

- 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

Devem ser cuidadosamente estudadas as ligações das lajes com os pilares, com especial atenção aos casos em que não haja simetria de forma ou de carregamento da laje em relação ao apoio.

Obrigatoriamente deve ser considerado os momentos de ligação entre a laje e pilares extremos.

Figura 4 – Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos.

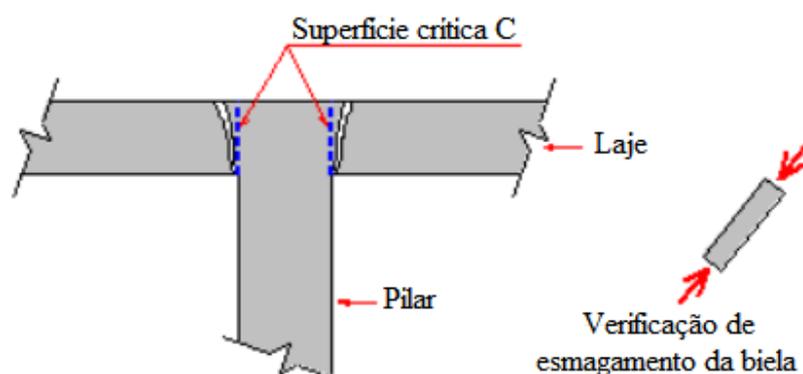


Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 19.5 estabelece critérios para dimensionamento de lajes à punção baseado na verificação da tensão de cisalhamento no entorno dos pilares. Essa verificação é feita a partir de superfícies críticas definidas pelo produto dos perímetros críticos com a altura útil da laje conforme descrito a seguir:

- Na primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada (Figura 5), deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.

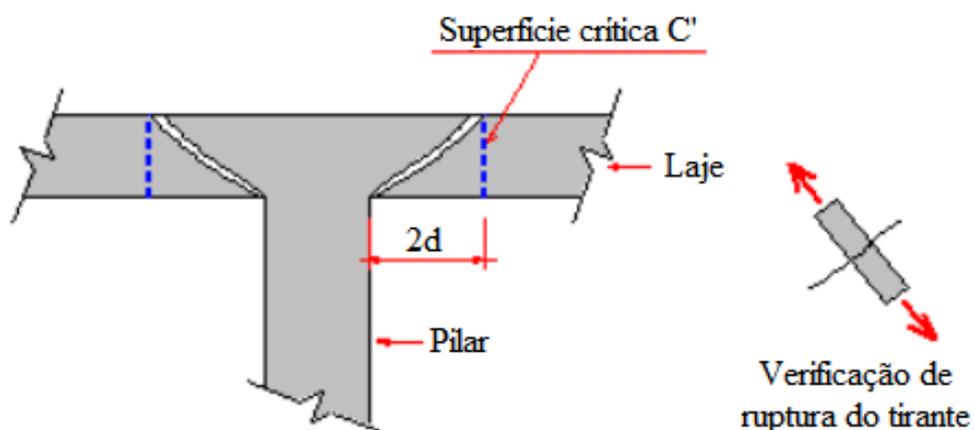
Figura 5 – Superfície crítica no contorno C.



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>>. Acesso em: dez. 2017).

- Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada  $2d$  do pilar ou carga concentrada (Figura 6), deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência a tração diagonal. Essa verificação também é feita através da tensão de cisalhamento, no contorno C'.

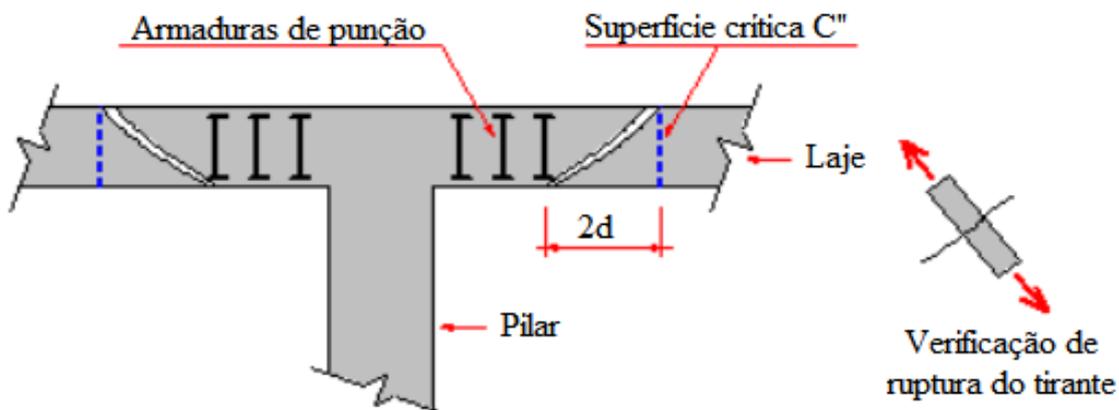
Figura 6 – Superfície crítica no contorno C'.



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>>. Acesso em: dez. 2017).

- A terceira superfície crítica (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.

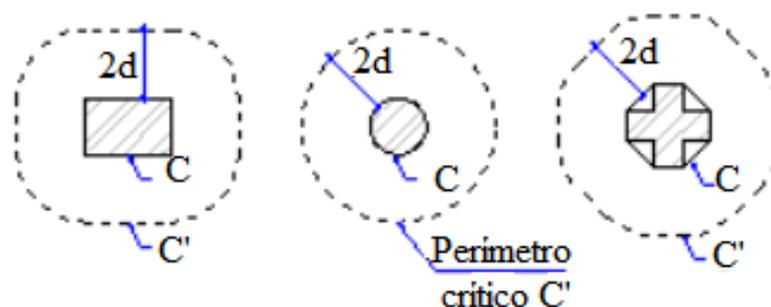
Figura 7 – Superfície crítica no contorno C''.



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>>. Acesso em: dez. 2017).

Os contornos críticos C, C' e C'' variam de acordo com a posição do pilar na estrutura. A Figura 8 ilustra perímetros críticos de pilares no interior da laje.

Figura 8 – Perímetros críticos nas superfícies C, C' para diferentes seções de pilares.



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>>. Acesso em: dez. 2017).

## 2.1 Sistema com vigas apenas nas bordas do pavimento

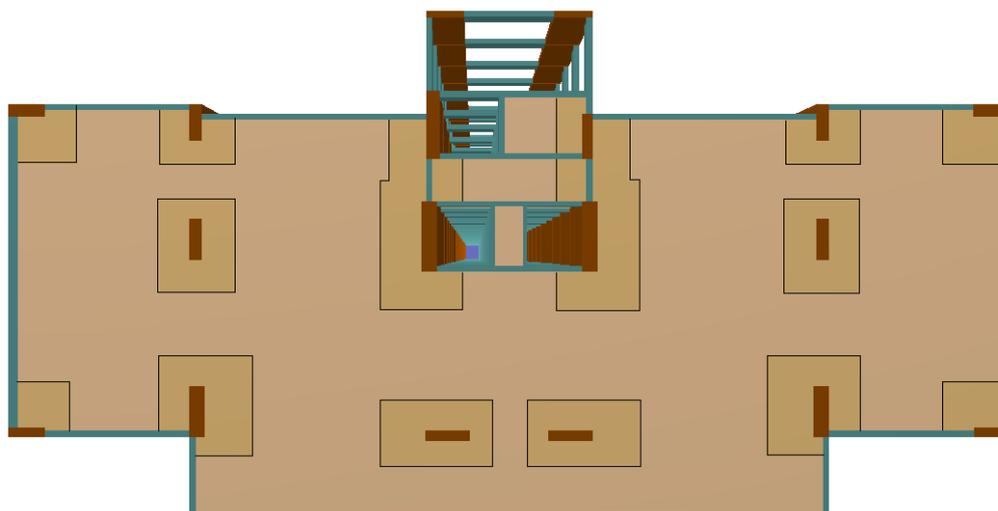
As bordas das lajes lisas podem ser livres, podem estar apoiadas em pilares ou em apoios contínuos, como vigas de borda ou parede. Entretanto, do ponto de vista da segurança, é sempre recomendável que sejam projetadas vigas de apoio nas bordas das lajes lisas, pois estas são regiões críticas (ARAÚJO, 2003).

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), a colocação de vigas apenas nas bordas externas do pavimento, melhora o seu comportamento em relação aos seguintes aspectos:

- Os pilares externos são mais susceptíveis de sofrer punção em razão da menor área de contato com a laje, e vigas colocadas nas bordas evitam esse problema, tanto para pilares posicionados nas bordas quanto nos cantos do pavimento.
- As bordas externas dos painéis apresentam grandes deslocamentos transversais, além de que eles são mais perceptíveis, e as vigas nas bordas também reduzem este inconveniente.
- Vigas nas bordas do pavimento colaboram no aumento da rigidez do edifício às ações laterais. Isso pode ser particularmente significativo nas situações em que núcleos rígidos sejam pequenos ou em número insuficiente em relação à área do edifício.

A utilização de viga de borda conectada aos pilares nos contornos dos pavimentos também traz outras vantagens, como a formação de pórticos para resistir às ações laterais, como mostra a Figura 9.

Figura 9 – Pavimento tipo do edifício em estudo considerando sistema estrutural de lajes lisas com utilização de vigas de borda.



Fonte: Autora (2018).

## 2.2 Vantagens e Desvantagens das Lajes Nervuradas lisas

### I) Vantagens

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009) as vantagens que as lajes lisas apresentam quando comparadas aos sistemas convencionais são:

- Adaptabilidade a diversas formas ambientais;
- Simplificação das fôrmas e do cimbramento;
- Simplificação das armaduras;
- Simplificação da concretagem;
- Melhoria da qualidade final e diminuição de revestimentos;
- Redução da altura total do edifício;
- Simplificação das instalações prediais;
- Redução do tempo de execução e de custos.

### II) Desvantagens

Mesmo esse sistema apresentando inúmeras vantagens, existem também algumas desvantagens que devem ser analisadas, pois são importantes e podem inviabilizar a adoção do sistema estrutural. Hennrichs (2003), cita as seguintes desvantagens:

- Punção das lajes: é um dos principais problemas de tais lajes, podendo ser minimizado, adotando-se uma espessura de laje e armaduras de punção adequadas.
- Deslocamentos transversais das lajes: o deslocamento de lajes sem vigas, para uma mesma rigidez e um mesmo vão, é maior do que aqueles nas lajes sobre vigas;
- Estabilidade global do edifício: no caso de edifícios altos, a ausência de vigas diminui a estabilidade global devido às ações horizontais. Nesse caso, deve-se vincular as lajes em paredes estruturais ou em núcleos rígidos.

A preocupação com a estabilidade global do edifício, quando se trata de estruturas de múltiplos pavimentos, é maior em caso de pavimentos em lajes lisas. No caso de edifícios altos, a ausência de vigas diminui a estabilidade global devido às ações horizontais (FIGUEIREDO, 1989).

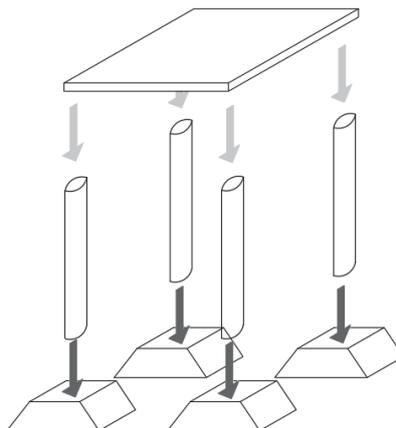
Tradicionalmente, isso tem sido um limitante ao desenvolvimento de edifícios mais altos. Supera-se essa limitação com uso de núcleos rígidos, suprimindo a ausência dos pórticos convencionais. Todavia, esse tipo de solução gera dificuldades, como a necessidade de equacionar a posição em planta de tais núcleos (CICOLIN, 2007).

### **2.3 Ações a Considerar no Dimensionamento de Lajes**

As ações a se considerar nas lajes são as mais variadas, desde pessoas até móveis, equipamentos fixos, divisórias, paredes, água, solo, entre outros. As lajes atuam recebendo as cargas de utilização e transmitindo-as para os apoios, geralmente as vigas. Nos edifícios, as lajes ainda têm a função de atuarem como diafragmas rígidos (elemento de elevada rigidez no seu próprio plano), distribuindo os esforços horizontais do vento para as estruturas de contraventamento (pórticos, paredes, núcleos de rigidez, entre outros), responsáveis pela estabilidade global dos edifícios.

No caso do sistema estrutural de lajes lisas, não se têm as vigas internas, portanto as lajes devem transmitir o seu carregamento diretamente aos pilares (Figura 10).

Figura 10 – Lajes apoiando diretamente sobre os pilares.



Fonte: Autora (2018).

Para determinação das ações atuantes nas lajes deve-se recorrer às normas NBR 6118 (ABNT, 2014), NBR 8681 (ABNT, 2003) e NBR 6120 (ABNT, 1980), entre outras pertinentes. As ações peculiares das lajes relacionadas a casos específicos, também devem ser cuidadosamente avaliadas. Se as normas brasileiras não tratarem de cargas específicas, pode-se recorrer a normas estrangeiras, na bibliografia especializada, com os fabricantes de equipamentos mecânicos, de máquinas, entre outros (BASTOS, 2015).

Nas construções de edifícios correntes, geralmente as ações principais a serem consideradas são as ações permanentes ( $g$ ) e as ações variáveis ( $q$ ).

### 2.3.1 Ações Permanentes em Lajes

No item 11.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), ações Permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor – limite constante. As ações Permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

#### 2.3.1.1 Peso próprio da Laje

O peso próprio da laje é o peso do concreto armado que forma a laje, acrescido do peso do material de enchimento se a laje for nervurada. No item 8.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta-se o peso específico do concreto armado ( $\gamma_{conc}$ ) igual a 25 kN/m<sup>3</sup>. No cálculo do peso

próprio das lajes nervuradas deve ser descontada a área equivalente ao enchimento (Figura 11), sendo calculado pela equação 2.1.

$$g_{pp} = \frac{i_x \cdot i_y \cdot h - a_x \cdot a_y \cdot h_{ench}}{i_x \cdot i_y} \cdot \gamma_{conc} \quad (2.1)$$

Onde:  $g_{pp}$  = peso próprio da laje (kN/m<sup>2</sup>);

$i_x$  = distância entre eixos de nervuras na direção  $x$  em metros;

$i_y$  = distância entre eixos de nervuras na direção  $y$  em metros;

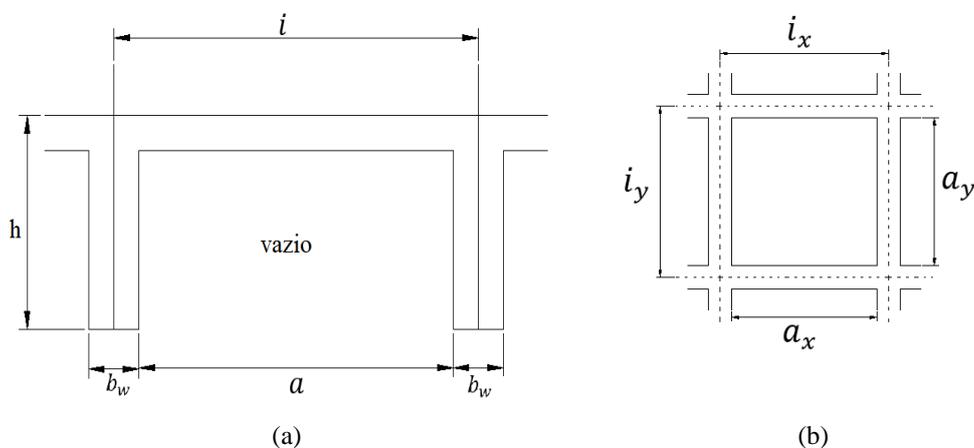
$a_x$  = comprimento equivalente ao enchimento na direção  $x$ ;

$a_y$  = comprimento equivalente ao enchimento na direção  $y$ ;

$h_{ench}$  = altura equivalente ao enchimento em metros;

$h$  = altura total da laje em metros.

Figura 11 – Peso próprio calculado para laje nervurada (a), seção transversal e (b) em planta.



Fonte: Autora (2018).

Vale salientar que para laje nervurada com caixote reaproveitável não se acrescenta o peso do material de enchimento no cálculo do peso próprio da laje, visto que para esta tipologia construtiva não há incorporação de carga referente ao material de enchimento.

### 2.3.1.2 Piso e contrapiso

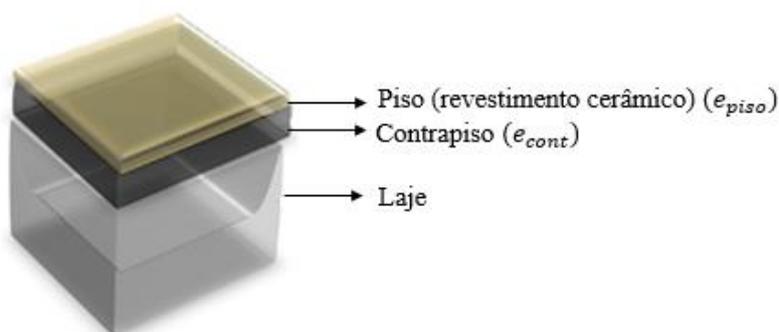
O piso é o revestimento final na superfície superior da laje, assentado sobre a Argamassa de Regularização. Para a sua correta quantificação é necessário definir o tipo ou material do

qual o piso é composto, o que normalmente é feito com auxílio do projeto arquitetônico, que define o tipo de piso de cada ambiente da construção. Os tipos mais comuns são os de madeira, de cerâmica, carpetes ou forrações, e de rochas, como granito e mármore (BASTOS, 2015).

A NBR 6120 (ABNT, 1980) fornece os pesos específicos de diversos materiais, valores estes que auxiliam no cálculo da carga do piso por metro quadrado de área de laje.

O contrapiso é uma camada de argamassa lançada sobre uma base (laje estrutural ou lastro de concreto) para regularização. A sua função é regularizar a laje de concreto para que este receba o acabamento ou revestimento. A argamassa para contrapiso é mais seca, tipo polvilhada, com traço 1:3. (Cimento, areia), sendo considerado o peso específico ( $\gamma_{cont}$ ) de 21 kN/m<sup>3</sup>, segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980).

Figura 12 – Camadas do piso.



Fonte: Autora (2018).

Portanto, a ação permanente do piso e contrapiso será em função da sua espessura:

$$g_{piso} = \gamma_{cont} \cdot e_{cont} + \gamma_{piso} \cdot e_{piso} \quad (2.2)$$

Onde:  $e_{cont}$  = espessura referente ao material de contrapiso utilizado;

$e_{piso}$  = espessura referente ao material de revestimento utilizado;

$g_{piso}$  = peso próprio do piso e contrapiso;

$\gamma_{piso}$  = peso específico do piso;

$\gamma_{cont}$  = peso específico do contrapiso;

### 2.3.1.3 Revestimento do teto

Na superfície inferior das lajes ou teto do pavimento inferior é comum executar-se para alguns tipos de lajes uma camada de revestimento de argamassa sobreposta à camada fina de chapisco. Para essa argamassa, menos rica em cimento, pode-se considerar, segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980), o peso específico ( $\gamma_{reve}$ ) de 19 kN/m<sup>3</sup>.

De modo geral, este revestimento tem pequena espessura, mas recomenda-se adotar espessura não inferior a 1,5 ou 2 cm (BASTOS, 2015). Para o revestimento de teto a ação permanente é:

$$g_{revt} = \gamma_{revt} \cdot e_{revt} = 19 \cdot e_{revt} \quad (2.3)$$

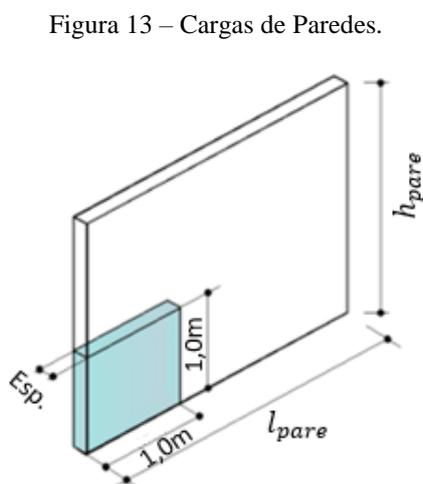
Onde:  $e_{reve}$  = espessura do revestimento de teto (m).

$g_{revt}$  = carga permanente do revestimento de teto (kN/m<sup>2</sup>);

$\gamma_{reve}$  = peso específico do revestimento de teto (kN/m<sup>3</sup>)

### 2.3.1.4 Paredes

O peso das paredes depende do tipo de tijolo e da espessura do reboco. Este peso normalmente é apresentado por metro quadrado de parede (parede de 1m de largura por 1m de altura), como ilustrado na Figura 13.



Fonte: Autora (2018).

O peso por unidade de área de uma parede rebocada em ambas as faces pode ser representado por:

$$g_{pare} = \gamma_{tijo} \cdot e_{tijo} + 2 \cdot \gamma_{rebo} \cdot e_{rebo} \quad (2.4)$$

Onde:  $e_{rebo}$  = espessura do reboco;

$e_{tijo}$  = espessura (menor dimensão em planta) do tijolo;

$g_{pare}$  = Peso da parede por unidade de área;

$\gamma_{tijo}$  = Peso específico do tijolo;

$\gamma_{rebo}$  = Peso específico do reboco.

Para os materiais componentes da parede, podem ser usados os seguintes valores, como apresenta a tabela (Tabela 1).

Tabela 1 - Peso específico dos materiais componentes da parede.

Tijolo Furado	12kN/m <sup>3</sup>
Tijolo Maciço	16kN/m <sup>3</sup>
Reboco	20kN/m <sup>3</sup>

Fonte: Autora (2018).

### 2.3.2 Ações Variáveis nas Lajes

O item 4.2.1.2 da NBR 8681 (ABNT, 2003) considera como ações variáveis as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenação, de impacto e centrífugas, efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

A ação variável nas lajes é tratada pela NBR 6120 (ABNT, 1980) no item 2.2 como carga Acidental. Na prática também costumam chamar a ação variável de sobrecarga de utilização. As cargas verticais que se consideram atuando nos pisos de edificações, além das que se aplicam em caráter especial, referem-se a carregamentos devidos a pessoas, móveis, utensílios materiais diversos e veículos, e são supostas uniformemente distribuídas.

A Tabela 2 contém os valores mínimos das cargas verticais atuantes para o dimensionamento de lajes de edifícios residenciais segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980).

Tabela 2 – Valores mínimos das cargas verticais.

Local		Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha, e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Escadas	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2,5
Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
Forros	Sem acesso a pessoas	0,5

Fonte: Adaptado de NBR 6120 (ABNT,1980).

### 3 AÇÃO DO VENTO

A ação do vento, é um fator muito importante no dimensionamento de estruturas, devendo sempre ser levada em consideração no cálculo estrutural, pois seus efeitos são muito significativos, principalmente em edifícios altos.

O vento pode não causar grandes problemas em construções baixas e pesadas com paredes grossas, porém em estruturas esbeltas passa a ser uma das ações mais importantes a determinar no projeto de estruturas. As considerações para determinação das forças devidas ao vento são regidas e calculadas de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) “Forças devidas ao vento em edificações”.

É importante definir alguns dos aspectos que regem as forças devidas ao vento, antes de passar a sua determinação. O vento é produzido por diferenças de temperatura de massas de ar na atmosfera, e o caso mais fácil de identificar é quando uma frente fria chega na área e choca-se com o ar quente produzindo vento. Esse tipo de fenômeno pode ser observado antes do início de uma chuva. Define-se o termo barlavento como sendo a região de onde sopra o vento (em relação a edificação), e sotavento a região oposta àquela de onde sopra o vento (Figura 14). Quando o vento sopra sobre uma superfície existe uma sobrepressão (sinal positivo), porém em alguns casos pode acontecer o contrário, ou seja, existir sucção (sinal negativo) sobre a superfície. O vento sempre atua perpendicularmente a superfície que obstrui sua passagem.

Figura 14 – Definições básicas do vento.



Fonte: Autora (2018).

#### 3.1 Determinação da intensidade da ação do vento

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que os esforços devidos à ação do vento devem ser sempre considerados, devendo ser determinados de acordo com o prescrito pela NBR 6123 (ABNT, 1988), permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em normas

brasileiras específicas. Esses esforços podem ser considerados como concentrados ao nível de cada laje (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

A pressão de obstrução  $q$  causada pelo vento (pressão dinâmica do vento, em N/m<sup>2</sup>), correspondente à velocidade característica  $V_k$  (m/s), que é a velocidade utilizada em projeto, em condições normais de temperatura (15 °C) e pressão (1 atm = 1013,2 mbar = 101320 Pa), pode ser determinada aplicando o teorema de Bernoulli:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3.1)$$

A velocidade característica do vento  $V_k$  é obtida, em geral, em referência a valores medidos próximos da região em que se construirá a edificação. Há, portanto, necessidade de uniformizar a maneira de medir a velocidade do vento ao longo de vários anos e, depois, transformar este valor para a ação que irá atuar realmente na estrutura. De modo geral, a velocidade do vento em uma edificação é analisada em função do local da construção, do tipo de terreno (plano, em aclave, morro, etc.), da altura da edificação, da rugosidade do terreno (tipo e altura dos obstáculos na vizinhança) e da finalidade da edificação (hospital, residência, indústria, etc.) (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Os cálculos da ação do vento são determinados a partir de velocidades básicas medidas experimentalmente em torres de medição de ventos, e de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) a 10 metros de altura, em campo aberto e plano. A velocidade básica do vento é uma rajada de três segundos de duração, que ultrapassa em média esse valor uma vez em 50 anos, e se define por  $V_0$ .

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), o cálculo da velocidade característica deve ser feito a partir da seguinte expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.2)$$

Onde:  $V_k$  é a velocidade característica do vento (m/s);

$V_0$  é a velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  é um fator topográfico;

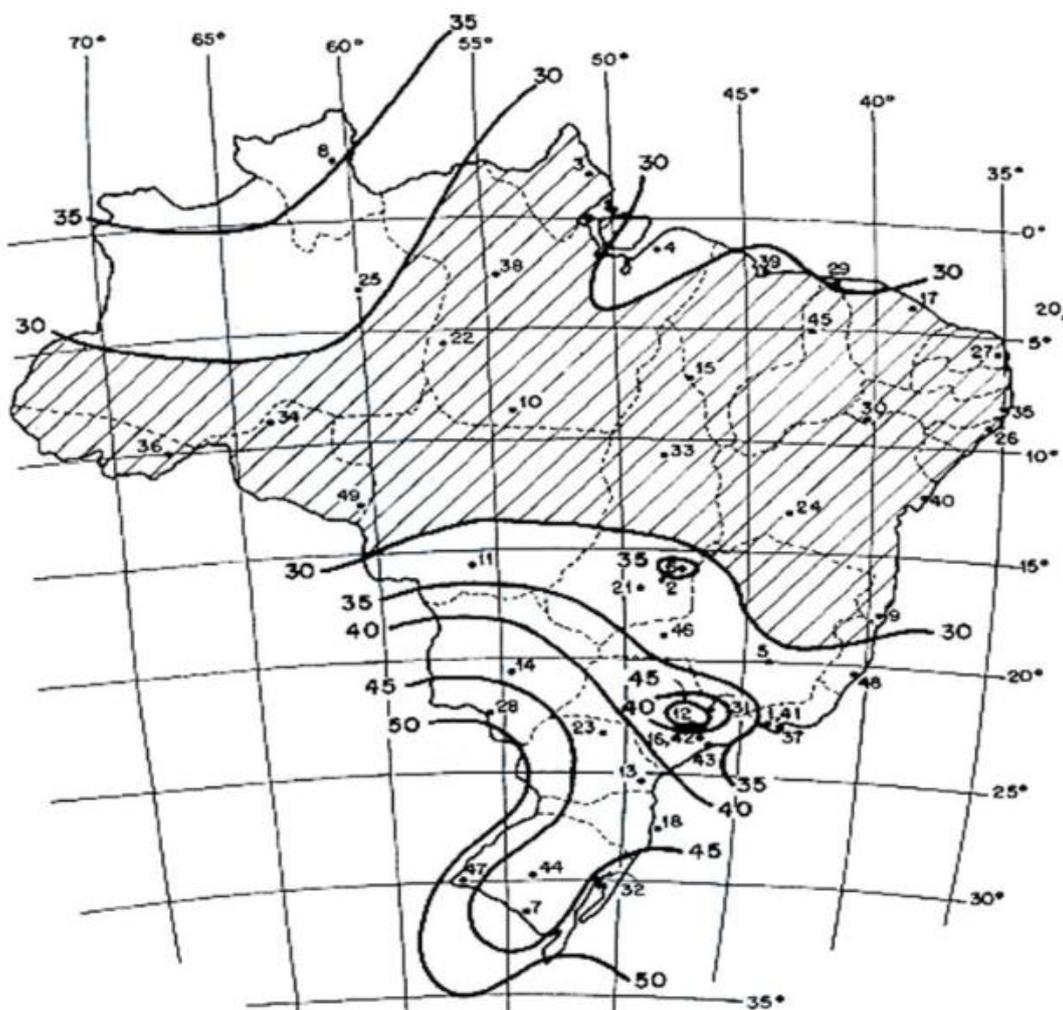
$S_2$  é o fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;

$S_3$  é um fator baseado em conceitos probabilísticos.

Como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal e a velocidade básica do vento é dada em um gráfico de isopletas do Brasil (curvas que contêm pontos com a mesma velocidade básica de vento), como o da Figura 15, e considerando as seguintes situações:

- Velocidade básica de uma rajada de 3 segundos;
- Período de retorno de 50 anos;
- Probabilidade de 63% de ser excedida pelo menos uma vez no período de retorno de 50 anos.
- Altura de 10 m;
- Terreno plano, em campo aberto e sem obstruções.

Figura 15 – Isopletas de velocidade básica  $V_0$  (m/s).



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Os valores dos coeficientes  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  são empregados para ajustar o valor da velocidade do vento medida experimentalmente com a que provavelmente atuará na edificação. Determinada a pressão de obstrução, é possível calcular a força de arrasto, que é a ação do vento perpendicular a uma determinada superfície, obtida em função do coeficiente de arrasto  $C_a$  (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

### 3.1.1 Fator topográfico $S_1$

O fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno, e, para a sua determinação, três situações são contempladas: terreno plano ou pouco ondulado, talude e morros. Na Figura 16 estão essas três possibilidades que correspondem aos pontos A, B e C. O ponto A se refere a um terreno plano, o ponto B a um aclive em que há aumento da velocidade do vento, e o ponto C a uma situação de vale protegido em que há diminuição da velocidade do vento. Para cada uma dessas situações,  $S_1$  assume os seguintes valores:

- Terrenos planos ou fracamente acidentados:  $S_1 = 1,0$ ;
- Vales protegidos de ventos de qualquer direção:  $S_1 = 0,9$ .

Para taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidirecional, soprando no sentido indicado na Figura 16, tem-se:

- No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes):  $S_1 = 1,0$ ;
- No ponto B o fator  $S_1$ , que é uma função  $S_1(z)$ , é calculado pelas expressões da Tabela 3 para diversas declividades, podendo ser feita interpolação linear para valores intermediários de  $\theta$ .

Tabela 3 – Fator topográfico em função da altura da edificação.

Inclinação do talude/morro ( $\theta$ )	Fator topográfico ( $S_1$ )
$\theta \leq 3^\circ$	$S_1 = 1$
$6^\circ \leq \theta \leq 3^\circ$	$S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1$
$\theta \geq 45^\circ$	$S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$

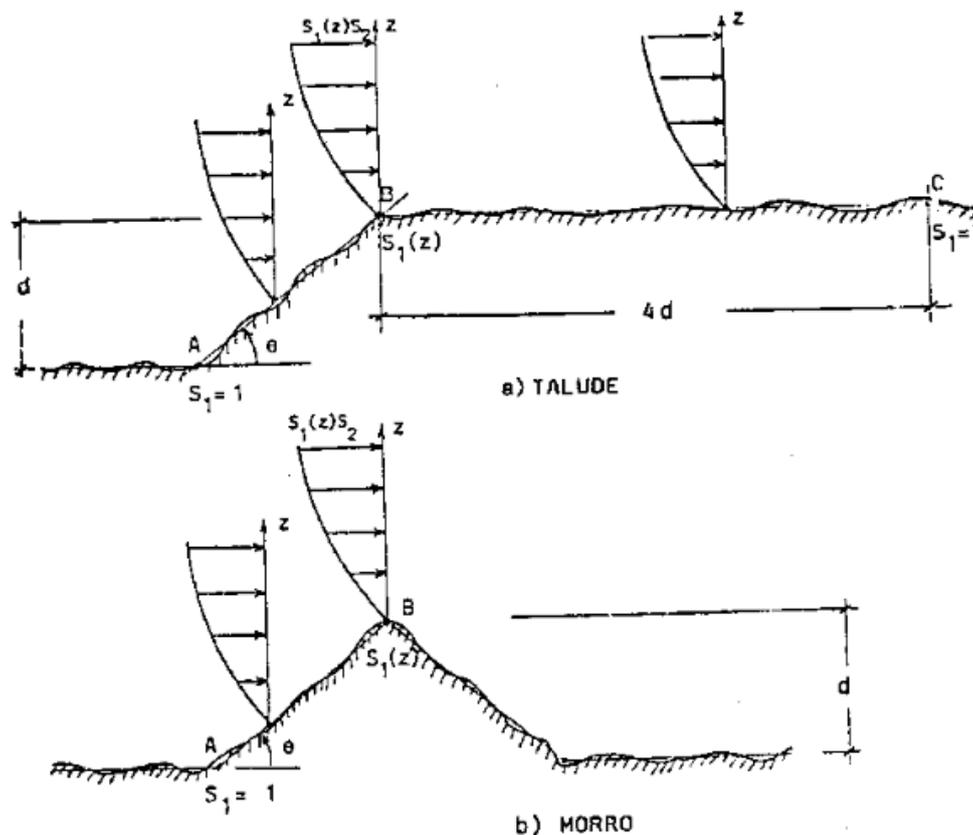
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Onde:  $z$  é a altura acima do terreno;

$d$  é a diferença de nível entre a base e o topo de morro ou talude;

$\theta$  é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

Figura 16 – Fator topográfico  $S_1(z)$ .



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

### 3.1.2 Fator $S_2$

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), o fator  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

#### a) Rugosidade do terreno

A rugosidade do terreno está diretamente associada à velocidade do vento quando há presença de obstáculos naturais ou artificiais. A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece cinco categorias de terreno, em função da rugosidade:

- Categoria I – Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação.
- Categoria II – Terrenos abertos em nível ou com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala e campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1 metro.
- Categoria III – Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos: granjas e casas de campo, fazendas com sebes e muros, subúrbios distantes do centro, com casas baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 metros.
- Categoria IV – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zonas florestais, industriais ou urbanizados. Exemplos: zonas de parques, bosques com muitas florestas, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades e áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 metros. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.
- Categoria V – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas, centros de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros.

#### b) Dimensões da edificação

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (3 segundos) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 metros na direção do vento médio. Quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, tanto maior a distância abrangida pela rajada. Foram escolhidas três classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, em que os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média são, respectivamente, 3, 5 e 10 segundos:

- Classe A – Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda a 20 metros.

- Classe B – Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.
- Classe C – Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda a 50 metros.

c) Altura sobre o terreno

O fator  $S_2$  usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura  $z$  acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão a seguir, sendo que os parâmetros que permitem determinar  $S_2$  para as cinco categorias de terrenos são apresentados na Tabela 4.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (3.3)$$

Onde:  $z$  é a altura acima do terreno;

$F_r$  é o fator de rajada correspondente sempre à categoria II (Tabela 4);

$b$  é um parâmetro meteorológico usado na determinação de  $S_2$  (Tabela 4);

$p$  é o expoente da lei potencial de variação de  $S_2$  (Tabela 4).

Tabela 4 – Parâmetros meteorológicos.

Categoria	Z (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,0695	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

### 3.1.3 Fator estatístico $S_3$

O fator estatístico  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), o nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (grupo 2, Tabela 5). Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator  $S_3$  são os indicados na Tabela 5 para cinco grupos de edificações e ocupação.

Tabela 5 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$ .

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou a possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva, tais como hospitais, quartéis de bombeiros e forças de segurança, centrais de comunicação, etc.	1,10
2	Edificações para hotéis e residências e edificações para comércio e indústria de alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação, tais como silos, depósitos, construções rurais, etc.	0,95
4	Vedações: telhas, vidros, painéis de vedação, etc.	0,88
5	Edificações temporárias e edificações do grupo 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

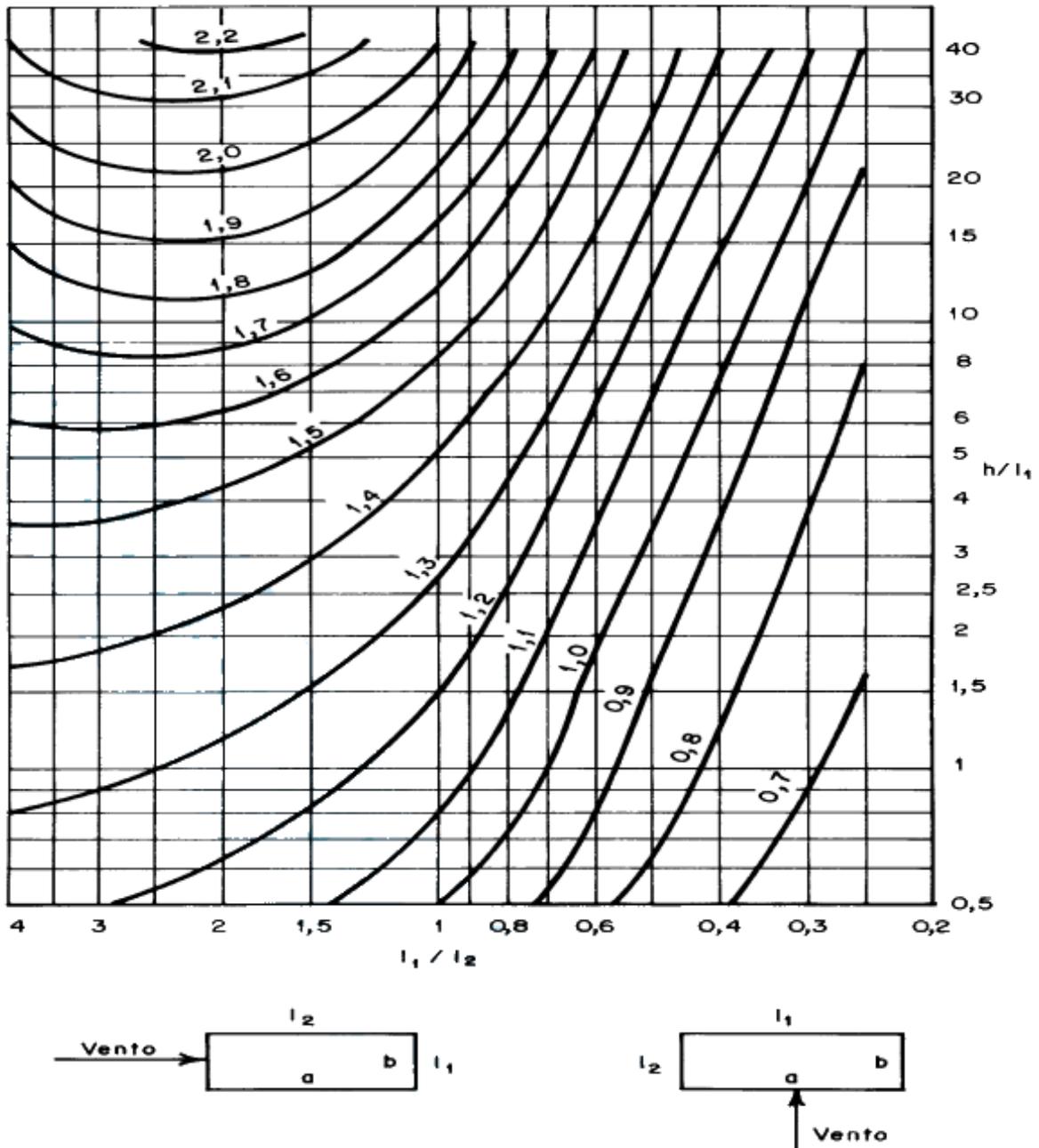
### 3.2 Coeficiente de Arrasto $C_a$

É um coeficiente adimensional usado na avaliação da força global na estrutura, sendo determinado conforme item 6.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988) e pode variar de 0,7 a 2,2, dependendo da forma da edificação.

Segundo o item 6.3.1 da NBR 6123 (ABNT, 1988), para vento de baixa turbulência incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, deve ser usado o gráfico da Figura 17. No caso de vento de alta turbulência, os valores são dados pelo gráfico da Figura 18.

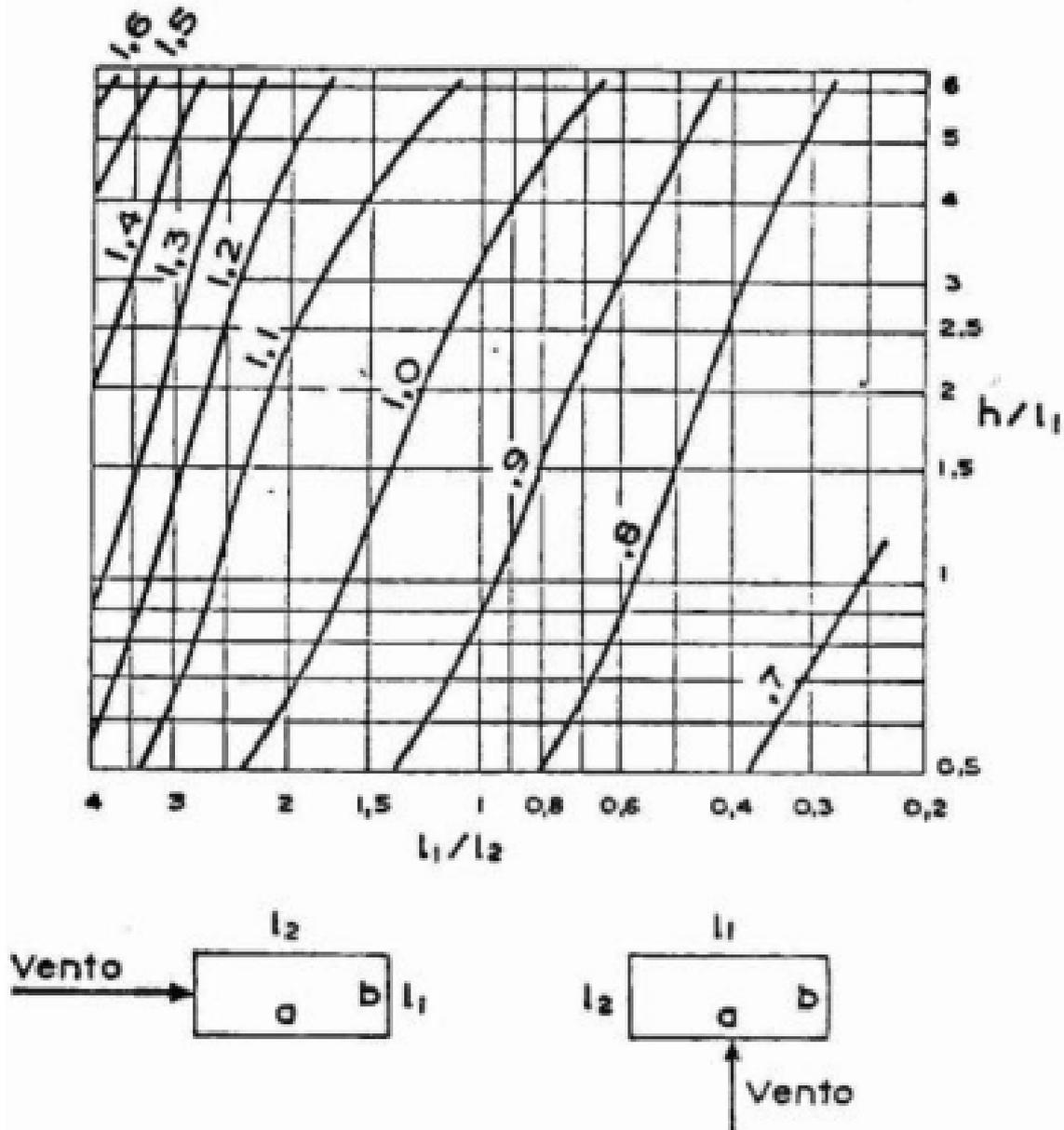
Os coeficientes de arrasto são dados, tanto na Figura 17 quanto na Figura 18, em função das relações  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$ . Onde  $h$  é a altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral,  $l_1$  é a largura da edificação (dimensão horizontal perpendicular à direção do vento) e  $l_2$  é a profundidade da edificação (dimensão na direção do vento).

Figura 17 – Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Figura 18 – Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

### 3.3 Força de Arrasto do Vento

A força do vento que atua em uma superfície de uma edificação é considerada sempre perpendicular a esta superfície. A força global do vento  $F_g$  é a soma de todas as forças incidentes nas diversas partes (superfícies) que compõem uma edificação e permite saber as ações globais que serão utilizadas em toda a estrutura. A componente da força global na direção do vento é a força de arrasto  $F_a$ , obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.4)$$

Onde:  $F_a$  é a força de arrasto (N);

$C_a$  é o coeficiente de arrasto;

$q$  é a pressão dinâmica (Pa);

$A_e$  é a área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”).

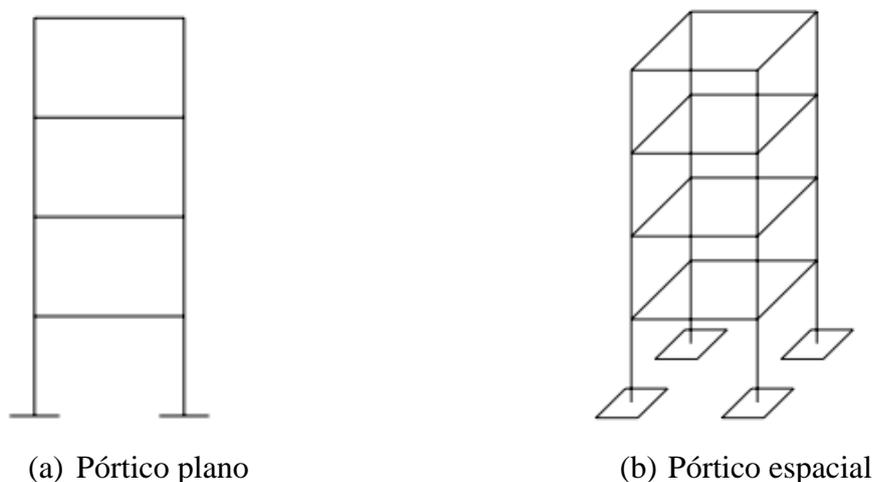
## 4 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A avaliação da estabilidade global é de suma importância na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado e visa garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, causada pelo aumento das deformações. Alguns fatores como os efeitos de segunda ordem, a consideração da ação do vento, efeitos de abalos sísmicos e a interação solo-estrutura que, algumas vezes, são negligenciados em projetos de menor porte, são fatores essenciais que analisados corretamente, possibilitarão a construção de edifícios altos de forma segura e econômica.

Quando se pretende elaborar projetos de edifícios altos, inicialmente o engenheiro procura representar de forma simplificada os elementos estruturais que irão compor esse modelo, normalmente através de uma simulação computacional ou de forma manual. Esta etapa é muito importante, pois define quais parâmetros serão necessários levar em consideração e qual modelo estrutural será adotado para o projeto.

Segundo Bueno (2009), quando se busca analisar o comportamento global, os edifícios usuais são geralmente representados por estruturas reticuladas formadas por pórticos planos ou espaciais (Figura 19), de forma que resistam às ações horizontais e verticais, possuindo elementos que garantam a estabilidade, permitindo que a estrutura se deforme, porém não excessivamente, para assegurar que esta nunca atinja o estado limite último de instabilidade, ou seja, perder a capacidade resistente pelo aumento das deformações.

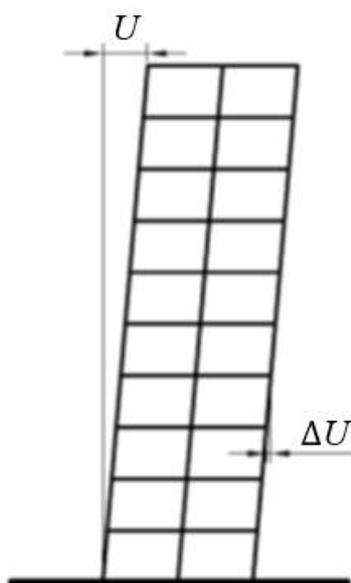
Figura 19 – Modelos estruturais – Pórtico plano e espacial.



Fonte: BUENO (2009).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que os deslocamentos sejam mantidos abaixo de valores limites a fim de evitar danos em elementos não estruturais, como paredes de alvenaria. De acordo com a Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) o deslocamento horizontal limite no topo da edificação  $U$ , provocado pela ação do vento para combinação frequente de ações ( $\psi_1 = 0,30$ ) deve ser calculado como sendo  $H/1700$ , onde  $H$  é a altura total da edificação (Figura 20).

Figura 20 – Esquema estrutural genérico deformado.



Fonte: Spohr (2008).

#### 4.1 Consideração das não linearidade física e geométrica

Segundo Kimura (2007), pode-se dizer que uma análise não-linear é um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento não-linear à medida que um carregamento é aplicado.

O comportamento não-linear é resultado basicamente de dois aspectos que são intrínsecos a todas as estruturas de concreto armado: a não-linearidade física (NLF) e a não linearidade geométrica (NLG).

##### 4.1.1 Não linearidade física

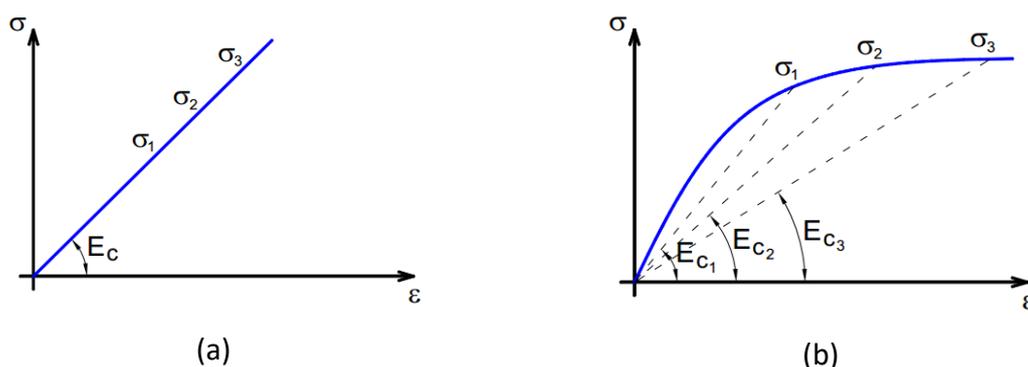
A NLF decorre de o material não apresentar uma relação tensão-deformação linear (não segue a lei de Hooke), isto é, o comportamento do material não é elástico linear. Para o caso do

concreto, formação e abertura de fissuras acarretam a perda de proporcionalidade entre tensão e deformação antes mesmo do limite de proporcionalidade ser atingido.

A não-linearidade física está intimamente ligada às características inerentes do material estrutural que, para o concreto armado, apresenta uma complexidade maior, inerente à combinação de seus constituintes (concreto e aço). Sob compressão, o concreto apresenta elevada resistência e a lei constitutiva pode ser considerada aproximadamente linear até 40% da tensão máxima, quando passa a ter comportamento não linear (GELATTI, 2012).

Apresenta-se no Diagrama 1, a representação em termos práticos do real efeito da não linearidade física. Na primeira imagem (a) têm-se o diagrama que relaciona a tensão e a deformação de maneira linear, sendo representado por uma reta. Enquanto que na segunda imagem, uma curva representa o diagrama relativo a um comportamento não linear.

Diagrama 1 - Diagrama Tensão-Deformação (a) linear; (b) não – linear.



Fonte: MONCAYO (2011).

A principal diferença em termos práticos da consideração da não linearidade física está relacionada ao módulo de elasticidade do concreto. Na Diagrama 1(a), que apresenta a tensão e a deformação de maneira linear, observa-se que, para qualquer intensidade de carga, a resposta do concreto é a mesma, ou seja, o módulo de elasticidade  $E_c$  é constante.

O comportamento inverso ocorre no Diagrama 1(b), para níveis de cargas diferentes, a resposta do concreto não é a mesma. Para as tensões  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  encontram-se os módulos de elasticidades secantes  $E_{c1}$ ,  $E_{c2}$  e  $E_{c3}$  respectivamente. Portanto, percebe-se que o módulo de elasticidade não é constante.

A consideração da não linearidade física é uma tarefa complexa e difícil de ser implementada, principalmente em estruturas de grande porte de concreto armado, vindo ainda a exigir um elevado esforço computacional. Segundo Pinto (1997), isso se deve ao fato de que a consideração da não linearidade física implica na determinação da rigidez de cada elemento

estrutural a partir das relações constitutivas do concreto e do aço, da quantidade e disposição de armadura nesses elementos, bem como do nível de solicitação dos mesmos.

Uma maneira alternativa para a consideração da NLF no cálculo de edifícios é aquela que considera, de forma aproximada, valores nominais para a rigidez dos elementos componentes da estrutura (ARAÚJO, 2010).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 15.7.3, expõe que em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- Lajes:  $(EI)_{SEC} = 0,3 E_{CI} I_C$  (4.1)

- Vigas:  $(EI)_{SEC} = 0,4 E_{CI} I_C$  para  $A_S' \neq A_S$  e (4.2)

$$(EI)_{SEC} = 0,5 E_{CI} I_C \text{ para } A_S' = A_S \text{ e} \quad (4.3)$$

- Pilares:  $(EI)_{SEC} = 0,8 E_{CI} I_C$  (4.4)

Onde:  $(EI)_{SEC}$  é a rigidez secante;

$E_{CI}$  é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;

$I_C$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

$A_S$  é a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

$A_S'$  é a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

#### 4.1.2 Não linearidade geométrica

Pode-se dizer que os efeitos devido à não linearidade geométrica são aqueles oriundos da mudança de posição da estrutura no espaço. Esses efeitos são determinados através de uma análise na qual se considera a estrutura na sua configuração de equilíbrio.

No projeto de edifícios altos deve-se estar atento ao problema da NLG quando a estrutura é solicitada simultaneamente pelo carregamento vertical e pelas ações horizontais. Isso porque, o carregamento vertical agindo na estrutura deslocada pode ocasionar o aparecimento de acréscimo de esforços capazes de conduzi-la ao colapso.

A hipótese usada quando não se considera a NLG, é válida somente para os casos em que o produto das cargas atuantes na estrutura pelos deslocamentos produzidos é suficientemente pequeno, de forma que se possa assumir uma relação linear entre carga e deslocamento. Essa

consideração permite que as equações de equilíbrio sejam formuladas considerando a geometria indeformada da estrutura.

De acordo com Araújo (2010), na estrutura considerada em sua configuração indeformada, pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem globais. Desse modo, a análise estrutural pode ser feita através da teoria de primeira ordem (linearidade geométrica) com base em valores nominais de rigidez dos elementos componentes da estrutura.

Na Figura 21, representa-se o que ocorre em uma estrutura quando a mesma se deforma. Observa-se que uma barra vertical engastada na base e livre no topo, ao ser submetida a uma ação horizontal no topo, muda de configuração, indo para a configuração representada pela linha cheia. Os efeitos de não linearidade geométrica são determinados quando se analisa o equilíbrio na configuração deformada.

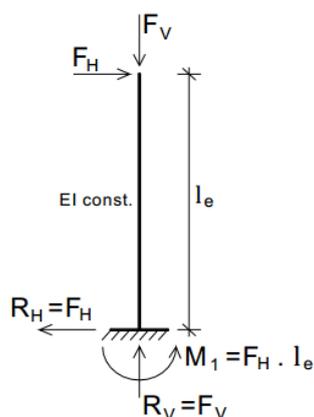
Figura 21 – Barra vertical com mudança de posição no espaço.



Fonte: MONCAYO (2011).

Na Figura 22 apresenta-se uma barra vertical, submetida às forças vertical e horizontal. A partir desta configuração, pode-se destacar que, para que tal estrutura esteja em equilíbrio na posição indeformada, ou seja, na posição inicial, aparecem reações na base da barra como mostra a Figura 22, sendo uma delas o momento fletor de primeira ordem  $M_1$ , sendo obtido pela análise do equilíbrio da barra na posição indeformada (inicial).

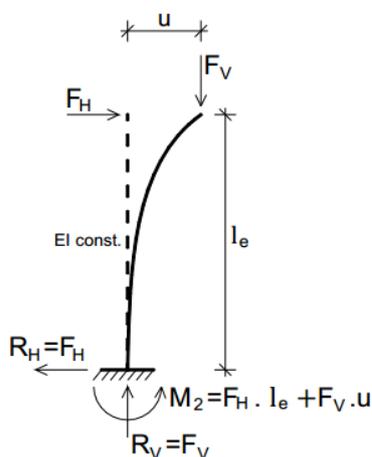
Figura 22 – Reações na barra vertical indeformada.



Fonte: MONCAYO (2011).

Quando a estrutura se encontra em sua configuração deformada, ou seja, na sua posição deslocada de um valor  $u$  devido às ações atuantes na estrutura, passa a surgir um acréscimo de momento na base igual a  $\Delta M = F_V \cdot u$ , fazendo com que o valor do momento de primeira ordem  $M_1$ , inicialmente considerado, aumente, passando a ser a soma do momento de 1ª ordem mais o momento de 2ª ordem, chamado  $M_2$ , apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Reações na barra vertical deformada.



Fonte: MONCAYO (2011).

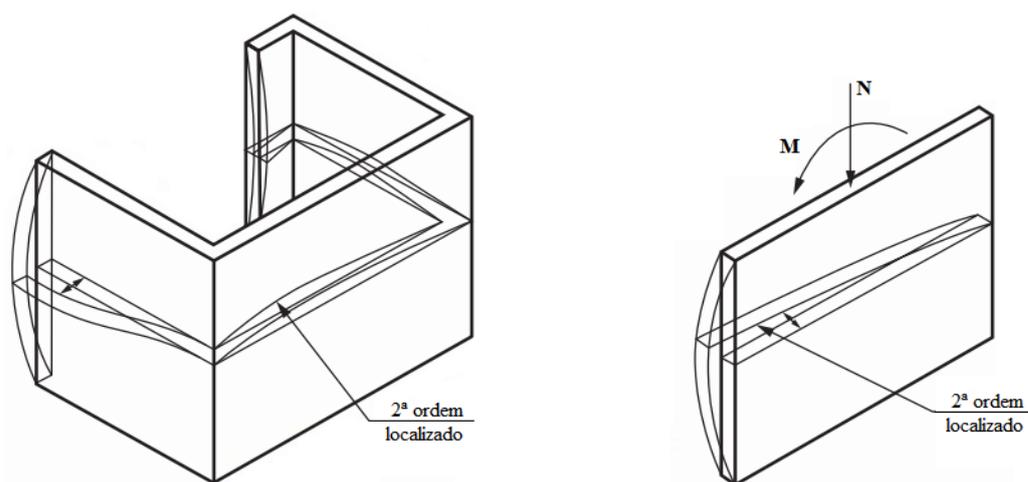
O acréscimo de momento gerado na configuração deformada da estrutura é um efeito de segunda ordem que surgiu com a análise do equilíbrio da estrutura na sua configuração deformada. Portanto, somente se esse esforço for levado em consideração na análise é que a não linearidade geométrica da estrutura estará sendo considerada.

A consideração de não linearidade geométrica traduz as mudanças de geometria que ocorrem na estrutura deformada tornando-se um fator importante e primordial na análise de estruturas esbeltas (GELATTI, 2012).

Segundo a NBR6118 (ABNT, 2014), os efeitos de segunda ordem podem ser classificados em:

- Efeitos globais: esforços de segunda ordem introduzidos pelos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, quando sujeita a cargas verticais e horizontais.
- Efeitos locais: surgem nas barras da estrutura, principalmente nos pilares, quando seus eixos deixam de ser retilíneos, uma vez que suas extremidades percorrem deslocamentos diferenciados.
- Efeitos localizados: No item 15.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece-se que “em pilares parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região não retilínea maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeito de 2ª ordem localizados (Figura 24). O efeito de 2ª ordem localizado além de aumentar nesta região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nestas regiões”.

Figura 24 – Efeitos de segunda ordem localizados.



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Convém destacar que segundo Kimura (2007), os efeitos globais estão relacionados ao edifício como um todo, isto é, ao conjunto completo formado pelos pilares, vigas e lajes. Por exemplo: um edifício submetido à ação do vento se desloca horizontalmente. E, por essa razão, geram-se efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea de cargas verticais (peso

próprio + sobrecarga) e horizontais. Já os efeitos locais estão associados a uma parte isolada da estrutura. Por exemplo: um lance de pilar se deforma sob a atuação de momentos fletores no seu topo e na sua base. Com isso, são produzidos efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea de carga normal de compressão e momento fletor.

## 4.2 Análise das Estruturas de Nós Fixos e Nós Móveis

A NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza a classificação da deslocabilidade dos nós para regular a consideração de não linearidade da estrutura, podendo ser considerada de nós fixos ou nós móveis de acordo com o valor do coeficiente  $\gamma_z$ , consoante explicado no próximo item.

O item 15.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que nas estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais, sendo considerados apenas os esforços de 1ª ordem no projeto e análise da estrutura.

Cabe ressaltar que, também de acordo com o item 15.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de segunda ordem.

No item 15.7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve-se que na análise estrutural de estruturas de nós móveis, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem.

## 4.3 Parâmetro de Instabilidade $\gamma_z$

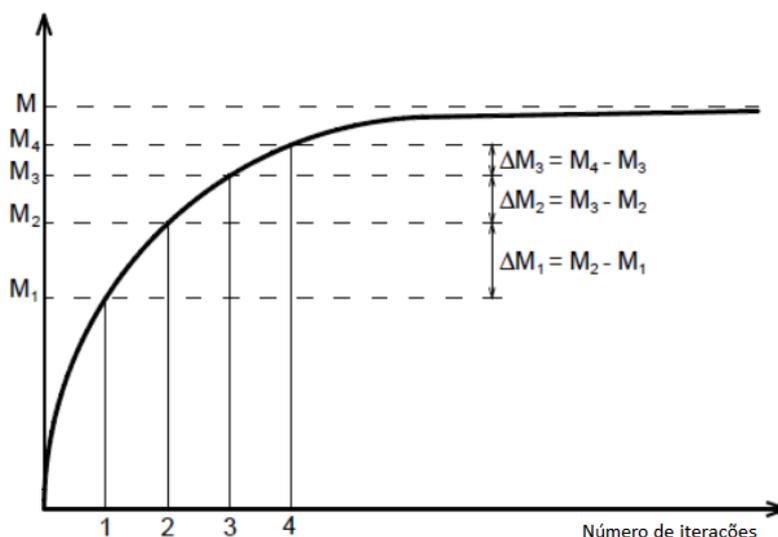
O coeficiente de instabilidade  $\gamma_z$  mede o grau de sensibilidade de uma edificação com relação aos efeitos de segunda ordem. A importância do coeficiente  $\gamma_z$  reside no fato de que ele permite prever, com boa aproximação, a magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura. Ele pode ser utilizado como um fator amplificador, majorando os esforços globais e substituindo a verificação através de uma análise de segunda ordem criteriosa. Como classifica a NBR 6118 (ABNT, 2014), a dispensa da análise dos efeitos de segunda ordem pode ser considerada quando o coeficiente  $\gamma_z \leq 1,1$ .

Este processo de avaliação está baseado na hipótese de que as sucessivas configurações da linha elástica, geradas pela ação de carregamento vertical em estrutura com os nós

deslocados, se sucedem segundo uma progressão geométrica. Considerando primeiramente uma análise linear, o momento de primeira ordem  $M_1$  é calculado em relação à base da edificação, assim como os respectivos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, formando assim a primeira configuração de linha elástica. Com a nova posição deformada, as cargas verticais passam a gerar incrementos de momentos de segunda ordem  $\Delta M$  e novos deslocamentos dos nós. Este processo se repete, gerando incrementos de momentos cujos valores vão diminuindo de acordo com as sucessivas iterações. Cada iteração gera acréscimos de momento que vão diminuindo até se tornarem praticamente nulos, obtendo-se um momento final  $M$ , se a estrutura for estável.

No Gráfico 1, pode-se observar um gráfico que relaciona o momento fletor gerado na estrutura e o número de iterações. Verifica-se no gráfico que o fim da curva tende a ser uma reta, ou seja, tende a convergir a um único valor, igual ao momento fletor final  $M$ .

Gráfico 1 - Determinação do momento final  $M$ .



Fonte: Neto (2013).

Esse momento final  $M$  é a soma dos momentos de primeira e de segunda ordem, ou seja, é a soma do momento  $M_1$  com o acréscimo de momentos a cada iteração, como mostra a Equação 4.5.

Sendo o momento final  $M$  dado pela equação:

$$M = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_i \quad (4.5)$$

Segundo o CEB – FIP Manual of Buckling and Instability (1978), as parcelas do momento final estão em uma progressão geométrica decrescente de razão menor que 1. Esta razão ( $r$ ) pode ser obtida dividindo-se um termo pelo seu anterior, ou seja:

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_i}{\Delta M_{i-1}} < 1 \quad (4.6)$$

Da expressão anterior, obtém-se:

$$\Delta M_1 = M_1 \cdot r \quad (4.7)$$

$$\Delta M_2 = \Delta M_1 \cdot r = (M_1 \cdot r) \cdot r = M_1 \cdot r^2 \quad (4.8)$$

$$\Delta M_3 = \Delta M_2 \cdot r = [\Delta M_1 \cdot r] \cdot r = [(M_1 \cdot r) \cdot r] \cdot r = M_1 \cdot r^3 \quad (4.9)$$

Dando continuidade na sequência, teremos a seguinte expressão:

$$\Delta M_i = \Delta M_{i-1} \cdot r = M_1 \cdot r^i \quad (4.10)$$

Substituindo a expressão 4.10 em 4.5, resulta:

$$M = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_i \quad (4.11)$$

$$M = M_1 + M_1 \cdot r + M_1 \cdot r^2 + M_1 \cdot r^3 + \dots + M_1 \cdot r^i \quad (4.12)$$

Colocando  $M_1$  em evidência, tem-se:

$$M = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^i) \cdot M_1 \quad (4.13)$$

No segundo membro da equação 4.13, a somatória das parcelas corresponde a soma dos termos de uma progressão geométrica infinita de razão  $r$ . Esta formulação permite que se diga que a soma dos termos de uma PG infinita de razão  $r$ , com  $-1 < r < 1$ , é dada por:

$$1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^i = \frac{1}{1 - r} \quad (4.14)$$

A partir da Equação 4.13 e da soma dos termos de uma PG infinita de razão  $r$  apresentada na Equação 4.14, obtém-se:

$$M = \frac{1}{1 - r} \cdot M_1 \quad (4.15)$$

Impõe-se como restrição para a razão apenas  $r < 1$ , pois nunca resultará razão negativa, uma vez que o momento obtido numa determinada iteração nunca será menor que o obtido na iteração anterior.

O coeficiente  $\gamma_z$  é obtido por sucessivas análises lineares, ou seja, a cada iteração realiza-se uma análise linear para que no final se possa obter um resultado que represente os efeitos da não-linearidade geométrica. Portanto, considerando apenas a primeira análise linear, o que corresponde à primeira e a segunda iteração, tem-se:

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} \quad (4.16)$$

Considerando para efeito de notação  $\Delta M_1 = \Delta M$  em valores de cálculos, tem-se:

$$r = \frac{\Delta M_d}{M_{1d}} \quad (4.17)$$

Substituindo-se 4.17 em 4.15 resulta:

$$M = \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \right) \cdot M_1 \quad (4.18)$$

A parcela que majora (multiplica) o momento  $M_1$  foi definida por Franco e Vasconcelos (1991) como coeficiente  $\gamma_z$ , portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (4.19)$$

Generalizando-se para o caso de edifícios, onde se tem carregamentos verticais com diferentes pontos de aplicação na estrutura, obtém-se a formulação da NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4.20)$$

Onde:  $\Delta M_{tot,d}$  é soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem;

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

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.5.3, a estrutura será considerada de nós fixos se for obedecida à condição apresentada abaixo:

$$\gamma_z \leq 1,1 \quad (4.21)$$

#### 4.4 Consideração dos efeitos de segunda ordem no *software* CYPECAD

O método para consideração dos efeitos de segunda ordem, está baseado no efeito P-delta devido aos deslocamentos produzidos pelas ações horizontais. Essa metodologia aborda de forma simples os efeitos de segunda ordem a partir de um cálculo de primeira ordem, e um comportamento linear dos materiais, com características mecânicas calculadas com as seções transversais brutas e o módulo de elasticidade secante do concreto.

Sob ação horizontal, em cada piso  $i$ , atua uma força  $H_i$ , deformando a estrutura e produzindo deslocamentos  $\Delta_{ij}$  ao nível de cada pilar  $j$ . Como também, em cada pilar  $j$ , e ao nível de cada piso, atua uma carga de valor  $P_{ij}$  para cada ação gravitacional, transmitida pela

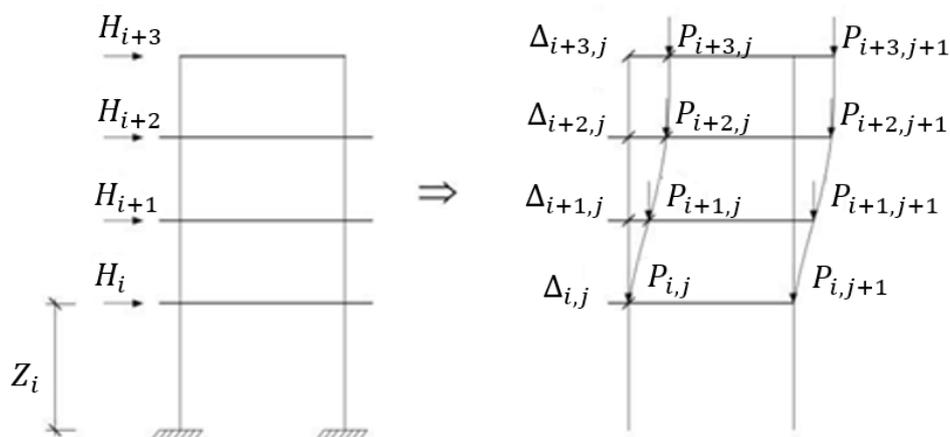
laje ao pilar  $j$  no piso  $i$  (Figura 25). As cargas verticais geram momentos adicionais iguais à multiplicação de cada carga vertical  $P_{ij}$  pelos deslocamentos horizontais  $\Delta_{ij}$  de seus respectivos pontos de aplicação. Razão pela qual o efeito é conhecido como “P-Delta”.

Define-se um momento de tombamento  $M_{1,tot,d}$  devido à ação horizontal  $H_i$ , na cota  $Z_i$ , em relação à cota 0,00 (nível sem deslocamentos horizontais), em cada direção de atuação, como apresenta a Equação 4.22.

$$M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^{NPA} H_i \cdot Z_i \quad (4.22)$$

Onde:  $NPA$  = quantidade total de pavimentos.

Figura 25 – Atuação do vento na estrutura.



Fonte: Adaptado do Cype Ingenieros (2013).

Da mesma forma, define-se um momento pelo efeito P-delta ( $\Delta M_{tot,d}$ ), devido às cargas transmitidas pelas lajes aos pilares  $P_{ij}$ , para cada uma das ações gravitacionais definidas e dos deslocamentos horizontais  $\Delta_{ij}$  devidos às ações horizontais, conforme Equação 4.23:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^{NPA} \sum_{j=1}^{NPI} P_{ij} \cdot \Delta_{ij} \quad (4.23)$$

Onde:  $NPA$  = quantidade total de pavimentos

$NPI$  = quantidade total de pilares.

Então, pode-se calcular pela Equação 4.24 o índice de estabilidade  $C$ , para cada ação gravitacional e para cada direção da ação horizontal.

$$C = \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \quad (4.24)$$

Com este coeficiente  $C$ , obtém-se um fator amplificador do coeficiente de majoração das hipóteses devidas às ações horizontais, para todas as combinações nas quais atuam essas ações. Este valor denomina-se  $\gamma_z$ , calculado na equação 4.25.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - (C)} \quad (4.25)$$

Onde:  $\gamma_z$  é coeficiente de instabilidade global.

#### 4.5 Fatores que influenciam a estabilidade

Existem vários fatores que influenciam a condição de estabilidade de uma edificação de forma mais significativa, sendo possível manipulá-los para obter um melhor comportamento global. Por isso, a análise através dos parâmetros de instabilidade deve ser realizada na fase inicial de projeto, permitindo que se possam alterar características da estrutura.

A eficiência da solução de uma estrutura, tanto em termos de segurança, desempenho em serviço e economia, é completamente dependente de uma concepção estrutural bem elaborada, e adequada às necessidades de cada edificação.

Segundo Rebello (2001, p.26),

Conceber uma estrutura é ter consciência da possibilidade da sua existência; é perceber a sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, da forma mais natural, é identificar os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas.

Apesar disso, o que muitas vezes se vê no mercado de construção é a entrega de projetos com muitos problemas de concepção estrutural, que acabam por tornar a estrutura pouco eficiente e muitas vezes mal dimensionada quando se diz respeito a verificação da estabilidade.

Além do aumento do custo com projetos robustos, ocorre também o risco de execução do empreendimento, muitas vezes dificultando a contratação de serviços devido a insatisfação gerada numa obra mal concebida.

#### **4.5.1 Disposição do Sistema Estrutural**

Pode-se definir o lançamento estrutural como a escolha do posicionamento adequado para pilares, vigas e lajes, determinando as dimensões iniciais (pré-dimensionamento) de tais elementos estruturais para que atenda aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura.

Segundo Albuquerque (1999, p.9), o lançamento da estrutura segue alguns critérios.

Geralmente se inicia pela locação dos pilares no pavimento-tipo, que segue a seguinte ordem: pilares de canto, pilares nas áreas comuns a todos os pavimentos (região da escada e dos elevadores), pilares de extremidade (situados no contorno do pavimento) e finalmente pilares internos.

A fim de enrijecer o sistema estrutura frente às ações horizontais (vento), procurar sempre que possível, o posicionamento das vigas de tal forma que as mesmas formem pórticos com os pilares, principalmente na direção da menor dimensão em planta do edifício.

Os sistemas estruturais devem ser entendidos como disposições racionais e adequadas de diversos elementos estruturais. Consistem na reunião de elementos estruturais que trabalhem de forma conjunta para resistir às ações atuantes no edifício e garantir sua estabilidade.

Quanto maior a altura e a esbeltes da edificação maior será a responsabilidade de uma escolha apropriada da forma estrutural.

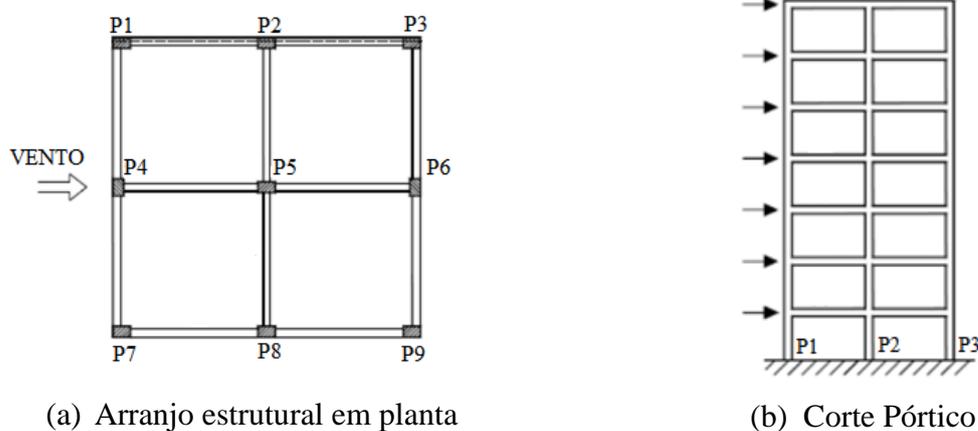
No Brasil, os sistemas estruturais mais empregados são:

- Estruturas de pórticos;
- Estruturas de pórticos com núcleos de rigidez ou paredes estruturais;

Os sistemas em pórticos podem ser entendidos como a associação de pórticos planos, os quais são constituídos por vigas e pilares conectados rigidamente (Figura 26), contribuindo para a estabilidade global do edifício. Entretanto, existem sistemas estruturais que não apresentam

sistemas de travamento com vigas internas (lajes lisas), onde a estabilidade do edifício fica a cargo dos pilares. Nesses casos deve-se ter uma análise mais minuciosa da estabilidade.

Figura 26 – Formação de pórtico para enrijecimento lateral do edifício.



Fonte: Autora (2018).

Um fato incontestável diz respeito ainda à presença dos núcleos estruturais (Figura 27). Esse tipo de elemento, por apresentarem base com maiores dimensões, contribui na rigidez absorvendo uma parcela muito grande das ações horizontais, via de regra, muito maior do que as recebidas por pórticos. Por outro lado, segundo Corelhan (2010) essa rigidez efetiva das paredes dos núcleos não é constante ao longo da altura do edifício.

Vale ressaltar que os núcleos estruturais necessitam de elementos de fundação com alto consumo de concreto, encarecendo a obra. Assim, núcleos estruturais são considerados em último caso, quando a estrutura adotada só com pórticos apresenta índices que indicam falta de estabilidade global do edifício.

A localização desses núcleos em planta é um fator que deve ser levado em consideração no dimensionamento e verificação da estabilidade, pois os mesmos devem apresentar-se o mais próximo do centro de massa do edifício, isso contribui na eficiência desses sistemas estruturais. Normalmente os centros de massas estão localizados nos fossos de elevadores e escadas.

Figura 27 – Emprego de núcleos de rigidez em edifício.



Fonte: Autora (2018).

#### 4.5.2 Resistência e Módulo de Elasticidade do Concreto

Além da inércia dos elementos estruturais adotados, a rigidez de uma peça está diretamente relacionada com o módulo de elasticidade do concreto utilizado. Ao utilizar um concreto com maior módulo de elasticidade os deslocamentos nos elementos estruturais devem reduzir.

O módulo de elasticidade longitudinal ( $E_{ci}$ ) deve ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na NBR 8522 (ABNT, 2008), sendo considerado nesta norma o módulo de elasticidade longitudinal tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade.

Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial, usando as expressões a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa}; \quad (4.22)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa}; \quad (4.23)$$

Onde:  $\alpha_E$  é Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito.

Portanto, é importante avaliar com qual tipo de agregado será executado o concreto em obra para assim não utilizar um módulo de elasticidade incompatível com a realidade de execução.

Uma possível opção para utilizar um concreto com maior módulo de elasticidade seria adotar um maior  $f_{ck}$  (resistência característica à compressão do concreto). Porém, essa opção deve ser avaliada com cuidado pelo projetista pois pode elevar consideravelmente o custo final da estrutura.

## 5 METODOLOGIA

Neste trabalho serão realizadas mudanças na configuração estrutural de um edifício modelo, que venham a desprezar a consideração da análise de segunda ordem, ou seja, para que a estrutura seja considerada como de nós fixos, de acordo com a classificação da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para dimensionamento da estrutura, foi utilizado o programa comercial CYPECAD, sendo este um *software* para projeto de edifícios de concreto armado que permite a análise tridimensional, o dimensionamento de todos os elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e fundação), a edição das armaduras e obtenção do detalhamento estrutural automático para a execução do projeto.

A determinação das solicitações realiza-se por meio de um cálculo espacial em 3D, pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando todos os elementos que definem a estrutura: lajes, vigas e pilares.

Estabelece a compatibilidade de deformações em todos os nós, considerando seis graus de liberdade e a hipótese de configuração indeformada do plano de cada piso para simular o comportamento rígido da laje, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo (diafragma Rígido). Por isso, cada piso apenas poderá rotacionar e deslocar-se no seu conjunto (três graus de liberdade). A consideração de Diafragma Rígido para cada zona independente de um piso mantém-se, mesmo quando da introdução de vigas e de não introduzirem lajes no piso.

### 5.1 Apresentação do projeto Modelo

O projeto arquitetônico do edifício foi gentilmente cedido pela empresa COMELLO ENGENHARIA LTDA. O referido projeto consiste em um edifício multifamiliar na cidade de Caruaru – PE, conforme observado na Fotografia 1e na Planta 1.

Fotografia 1 - Fachada do edifício Cely Miranda.



Fonte: <http://www.comello.com.br>

Planta 1 - Planta baixa do edifício Cely Miranda.

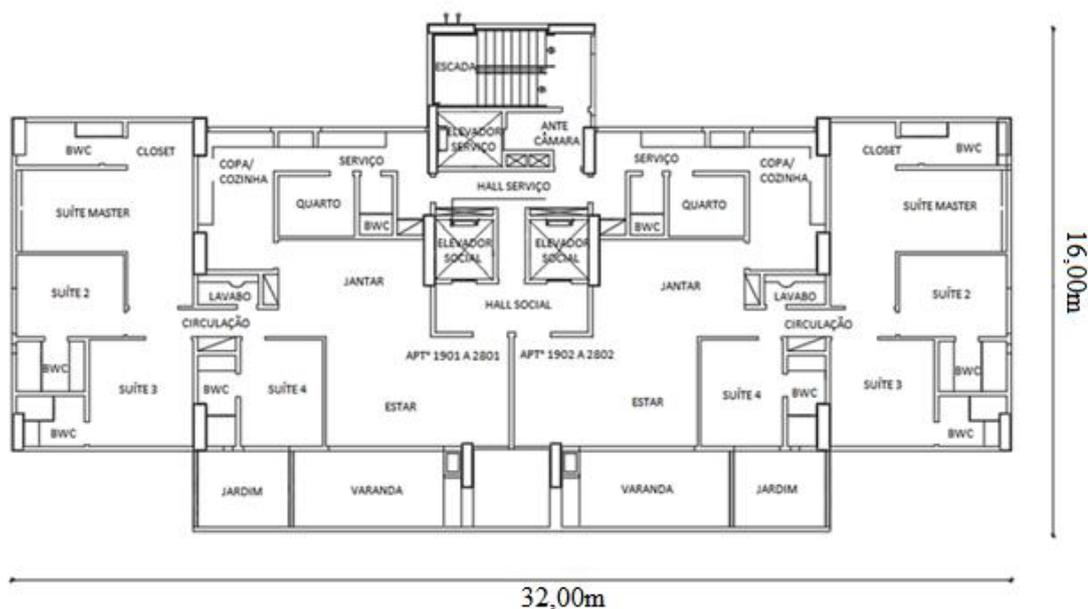


Fonte: <http://www.comello.com.br>

Trata-se de um edifício residencial, com dois apartamentos por pavimento (cada um com área útil de 172 m<sup>2</sup>). A partir da arquitetura do pavimento-tipo, foram feitas pequenas modificações, com o intuito de deixar o projeto com uma tipologia retangular, conforme apresentado na Planta 2. Para o estudo foi considerado que o edifício tem vinte e oito pavimentos todos iguais ao tipo, e com uma distância de piso a piso igual a 3,00m, resultando em uma edificação com altura total de 81m.

Nesta pesquisa, para efeito de análise estrutural, não foi considerada a existência de outros pavimentos como: coberta, mezanino, pilotis e subsolo. Esses pavimentos influenciam na tomada de decisões com relação ao posicionamento dos pilares, que atravessam todos os pavimentos, e definem, por exemplo, a disposição das vagas de garagem, do hall de entrada, do salão de festas e da caixa-d'água.

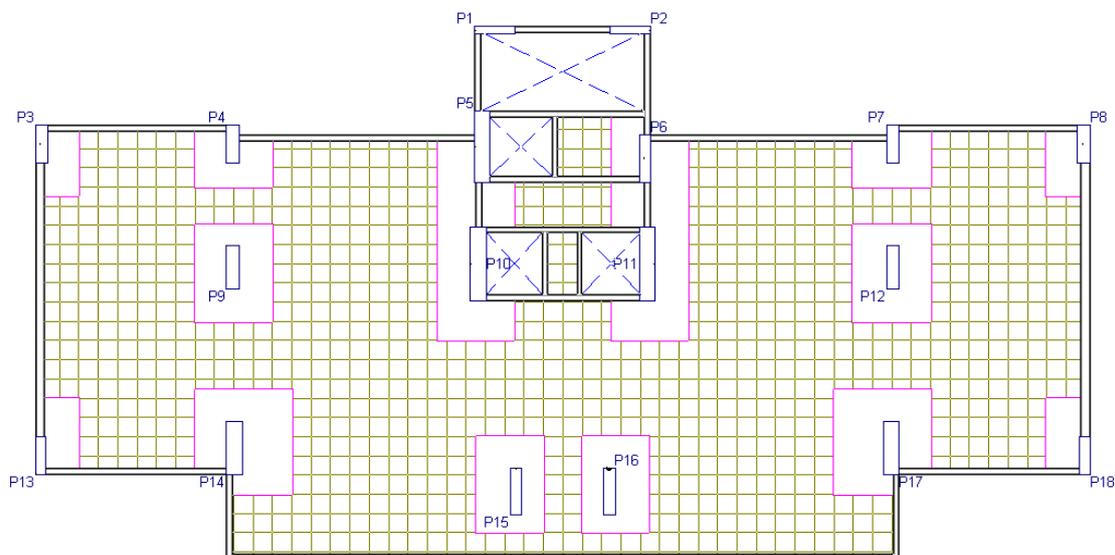
Planta 2 - Planta baixa do edifício modelo.



Fonte: Autora (2018).

O projeto estrutural deste edifício modelo (Planta 3) é constituído por lajes nervuradas lisas, com espessura de 20 cm (ATEX\_15), com resistência característica do concreto à compressão de 30MPa para todos os elementos estruturais (lajes, vigas de bordas e pilares).

Planta 3 - Planta de fôrma do edifício modelo.



Fonte: Autora (2018).

O edifício é composto por 18 pilares e vigas apenas nas bordas dos pavimentos. As dimensões dos pilares são apresentadas na Tabela 6. Destacando que as dimensões dos pilares mantiveram as mesmas obtidas no projeto estrutural original.

Tabela 6 – Dimensões dos Pilares – projeto Modelo.

<b>PILAR</b>	<b>DIMENSÕES</b>	<b>PILAR</b>	<b>DIMENSÕES</b>
P1	125 X 25	P10	50 X 230
P2	125 X 25	P11	50 X 230
P3	40 X 120	P12	40 X 135
P4	40 X 120	P13	32 X 118
P5	45 X 223	P14	50 X 165
P6	35 X 150	P15	35 X 145
P7	40 X 120	P16	35 X 145
P8	40 X 120	P17	50 X 165
P9	40 X 135	P18	32 X 118

Fonte: Autora (2018).

## 5.2 Apresentação dos lançamentos

A partir das características do projeto arquitetônico mencionadas anteriormente, será apresentado uma análise do edifício de concreto armado em lajes nervuradas lisas, com vigamentos apenas nas bordas dos pavimentos.

Com o objetivo de analisar a estabilidade de edifícios altos no que tange a consideração dos efeitos de segunda ordem, foi inserido a ação do vento, resultando em uma estrutura de nós móveis, ou seja, ( $\gamma_Z \geq 1,1$ ), segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

A partir deste projeto modelo serão apresentados seis lançamentos estruturais com características distintas (Tabela 7), tendo como objetivo buscar sistemas estruturais que permitam desprezar os efeitos de segunda ordem ( $\gamma_Z \leq 1,1$ ), no projeto e análise das estruturas.

Todos os lançamentos estruturais serão comparados com o lançamento estrutural modelo. Para isso, será utilizado o programa de cálculo estrutural CYPECAD, onde serão extraídos os valores do coeficiente  $\gamma_Z$ .

Tabela 7 – Características dos Lançamentos.

Lançamento	Característica	Descrição
Lançamento 1	Aumento do $f_{ck}$ dos pilares	Toda a estrutura manteve o $f_{ck}$ de 30 MPa, apenas os pilares tiveram aumento do $f_{ck}$ para 50 MPa
Lançamento 2	Aumento do $f_{ck}$ dos pisos	Toda a estrutura manteve o $f_{ck}$ de 30 MPa, apenas os pisos tiveram aumento do $f_{ck}$ para 50 MPa
Lançamento 3	Implantação de faixas de maciços	Prolongamento dos maciços inseridos na região dos pilares até a ligação com as vigas de borda.
Lançamento 4	Mudança na direção dos pilares	Rotação dos pilares P3, P8, P13, P15, P16 e P18
Lançamento 5	Implantação de um núcleo rígido	Implantação de um núcleo rígido na região do fosso dos elevadores
Lançamento 6	Aumento da espessura da laje de 20cm para 23cm	Aumento da espessura das lajes inicialmente com 20cm para 23cm

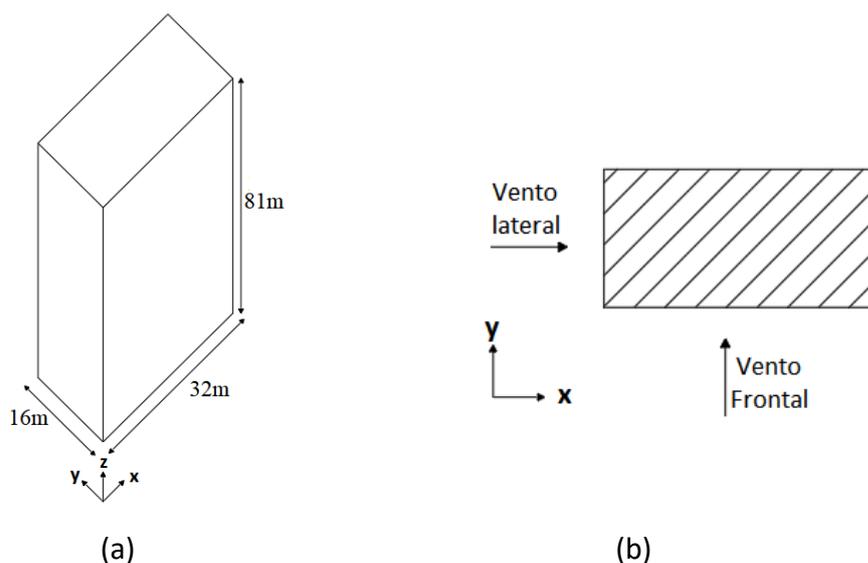
Fonte: Autora (2018).

No tocante ao carregamento, além do peso próprio, foi considerada carga permanente adicional de  $2,0\text{KN/m}^2$  (revestimento) e sobrecarga de  $2,0\text{KN/m}^2$  de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980), sendo considerado este carregamento para todos os lançamentos.

Foi adotado Classe de Agressividade Ambiental II, resultando nos cobrimentos das armaduras de vigas e pilares iguais a 3,0 cm. Enquanto que para as lajes foram adotados valores iguais a 2,5cm de acordo com o item 7.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para as ações horizontais, foi considerado vento não turbulento com velocidade básica de  $30\text{ m/s}$  segundo as isopletras de velocidade básica do vento exibidas na Figura 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988) para a região na qual está inserida a cidade de Caruaru – PE. Por se tratar de um edifício residencial, foram adotados fator topográfico  $S_1$  e fator estatístico  $S_3$  igual a 1,0, conforme a norma NBR 6123 (ABNT, 1988). O fator  $S_2$  está relacionado com a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno. Para este projeto foi considerada a categoria IV de rugosidade e classe C de dimensões de edificação. Com esses dados, juntamente com a altura de cada pavimento sobre o terreno, determina-se o valor do fator  $S_2$ , segundo o item 5.3.3 da NBR 6123 (ABNT, 1988). Foram considerados os coeficientes de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência de acordo com a metodologia de cálculo apresentado no ábaco da Figura 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988), os quais resultaram em 1,1 na direção  $x$  e 1,4 na direção  $y$ . Os demais parâmetros aerodinâmicos são automaticamente determinados pelo programa comercial empregado no cálculo e no dimensionamento da estrutura. A Figura 28 apresenta os valores das dimensões da edificação.

Figura 28 – Dimensões do edifício em estudo.



Fonte: Autora (2018).

As cargas horizontais devidas ao vento em cada piso, são geradas automaticamente pelo programa, sendo estabelecido seu valor, de acordo com a norma selecionada, podendo ser em duas direções ortogonais ( $x$  e  $y$ ), ou numa única, e em ambos os sentidos ( $+x$ ,  $-x$ ,  $+y$ ,  $-y$ ). Pode-se definir um coeficiente de forma para cada direção e sentido de atuação, que será multiplicado pela pressão total do vento.

As dimensões em plantas são representadas pelo comprimento da fachada perpendicular à direção do vento. Essa grandeza pode vir a variar em cada piso da edificação. Quando o vento atuar na direção  $x$ , a dimensão da fachada é aquela paralela ao eixo  $y$ , e quando atuar na direção  $y$ , a dimensão da fachada é aquela paralela ao eixo  $x$ .

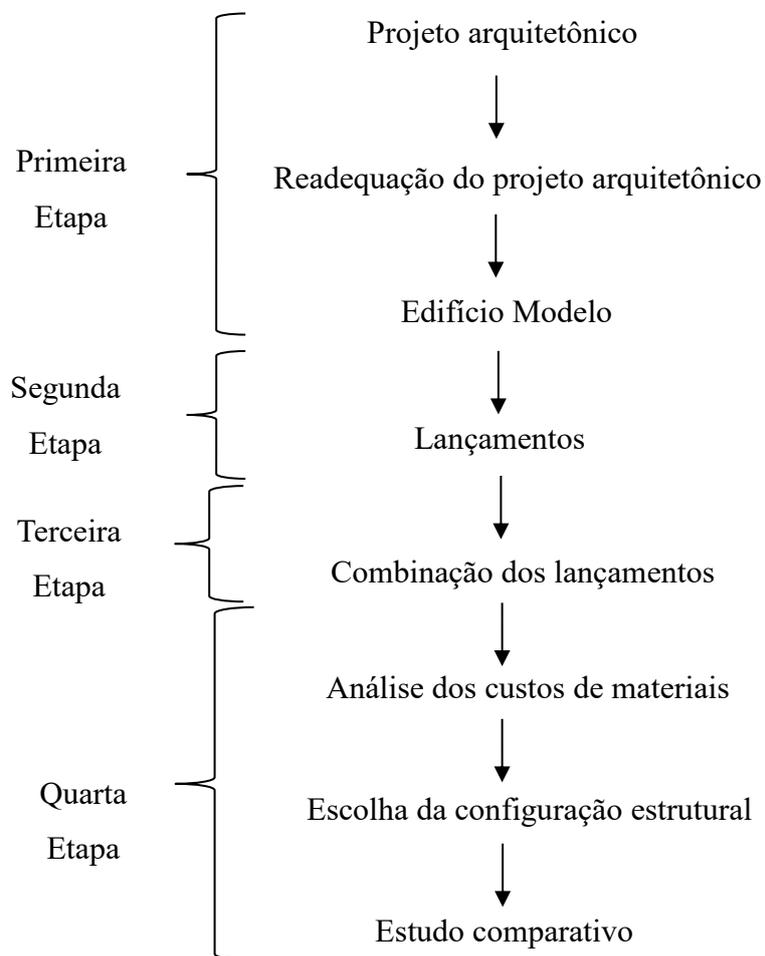
Conhecida a dimensão de um piso e as alturas do piso superior e inferior, ao se multiplicar a semi-soma das alturas pela dimensão da fachada, obtém-se a superfície exposta ao vento nesse piso, que multiplicada pela pressão total calculada nessa altura e pelo coeficiente de forma, resulta na carga de vento em um determinado piso e direção.

### **5.3 Critérios para o cálculo dos custos**

Para a escolha da melhor configuração estrutural, optou-se por utilizar a comparação de custos dos materiais (fôrma, concreto e armadura). Os valores em reais de materiais foram obtidos na tabela SINAPI de valores de insumo para o estado de Pernambuco referente ao mês de dezembro de 2017.

Por fim, comparou-se o quantitativo de materiais referente a combinação que obteve menor valor comparado com o quantitativo de materiais do lançamento modelo. O Fluxograma 1 representa as etapas que foram desenvolvidas na pesquisa.

Fluxograma 1 - Fluxograma deste trabalho de dissertação.



Fonte: Autora (2018).

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A fim de analisar a estabilidade global das edificações quando submetidas às ações do vento, foram realizados seis lançamentos estruturais com características distintas (Tabela 7) com o objetivo de buscar sistemas estruturais que permitam desprezar os efeitos de segunda ordem ( $\gamma_z \leq 1,1$ ), seguindo os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 6.1 Primeira Etapa

#### 6.1.1 Lançamento Modelo

Na Tabela 8, têm-se o deslocamento horizontal total da edificação provocado pela ação do vento para combinação frequente no lançamento modelo. Observa-se que com a consideração do vento, tanto a direção  $x$  quanto a direção  $y$  apresentaram aumento de deslocamento, todavia, ambas as direções atenderam aos valores limites de deslocamentos horizontais totais estabelecidos na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

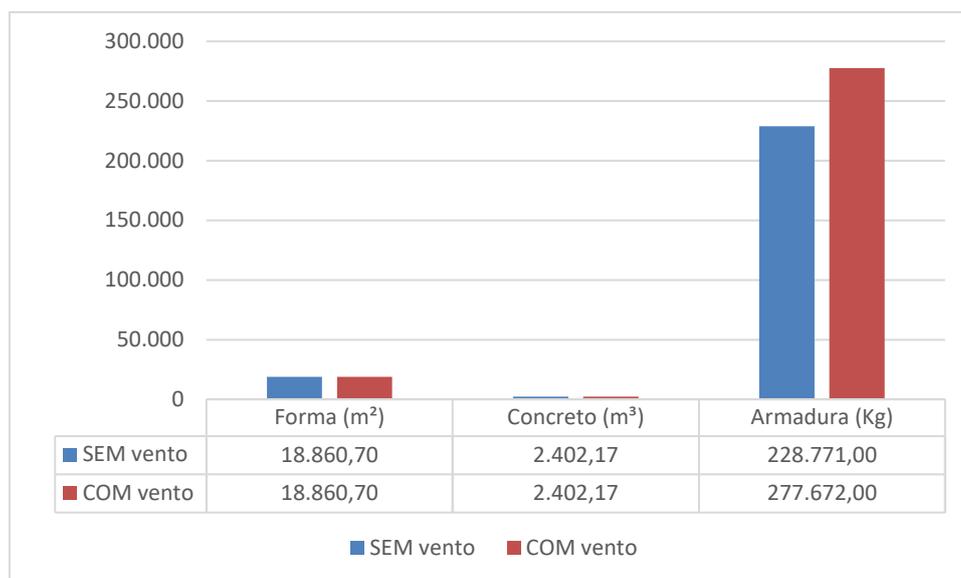
Tabela 8 – Deslocamento da estrutura para o lançamento modelo.

Lançamento	Deslocamento horizontal total (mm)		Deslocamento Horizontal Total limite (mm)
	Direção $x$	Direção $y$	
SEM Vento	0	30,94	47,65
COM Vento (MODELO)	11,72	44,07	

Fonte: Autora (2018).

Em termos de materiais no Gráfico 2, têm-se os quantitativos de fôrma, concreto e armaduras empregados na estrutura, para as duas análises feitas: considerando e sem considerar a ação do vento que atua na estrutura. Observa-se que o quantitativo de fôrma e concreto não sofreu aumento após considerar a ação do vento, pois não foi alterada seção transversal de nenhum elemento estrutural, entretanto, para suportar os esforços oriundos da ação do vento, a quantidade de armaduras apresentou um aumento de 21,38% (48.901 kg).

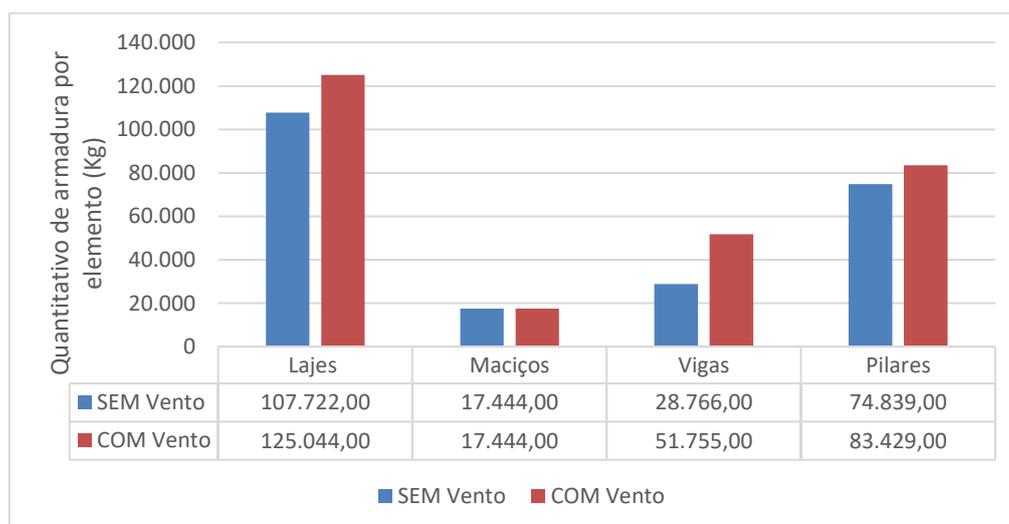
Gráfico 2 - Quantitativo de materiais dos lançamentos sem vento x com vento.



Fonte: Autora (2018).

Com a consideração do vento, ocorreu um aumento da armadura na superestrutura, como mostra o Gráfico 3. Observou-se que os maciços foram os únicos elementos que não sofreram aumento da armadura, por outro lado, as vigas de bordas apresentaram aumento significativo de 79,92% (22.989 kg), as lajes e os pilares apresentaram aumento de 16,08% (17.322 kg) e 11,48% (8.590 kg) respectivamente.

Gráfico 3 - Quantitativo de armadura lançamentos sem vento x com vento.



Fonte: Autora (2018).

Cumprе ressaltar que no Gráfico 2 tem-se a referência dos quantitativos de materiais que serão identificados como o lançamento modelo, onde a partir deste serão realizados 6

lançamentos e analisados o parâmetro  $\gamma_z$  para se obter uma melhor configuração estrutural que venha a tornar a estrutura de nós fixos.

Apresenta-se na Tabela 9, os valores do coeficiente  $\gamma_z$  referente ao lançamento modelo, considerando a ação do vento, onde é possível observar que tanto na direção  $x$  quanto na direção  $y$  a edificação é considerada de nós móveis, apresentando valores do parâmetro de instabilidade acima do limite ( $\gamma_z > 1,1$ ) preconizado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para que não seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem.

Tabela 9 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para o lançamento modelo.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236
	Direção $y$	1,117

Fonte: Autora (2018).

A Tabela 10 exhibe o custo de materiais (fôrma, concreto e armadura) referente ao lançamento modelo analisado neste trabalho de dissertação. O Custo total de cada insumo compreende a multiplicação do consumo, quantidade e custo unitário. Com relação ao custo total de material da superestrutura, o sistema estrutural apresentou valor de R\$ 2.265.254,39, o qual corresponde a soma dos custos totais de cada insumo.

Tabela 10 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento modelo.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>3</sup>	1,05	2.402,17	315,07	794.694,29
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	277.672,00	4,43	1.353.095,66

Fonte: Autora (2018).

A partir dessas análises iniciais, tem-se o lançamento estrutural modelo, apresentando o parâmetro  $\gamma_z$  com valores maiores que o estabelecido na NBR 6118 (ABNT, 2014) para

consideração de nós fixos. Portanto, a partir do lançamento modelo, serão realizadas modificações com o objetivo de se obter valores de  $\gamma_z \leq 1,1$  e posteriormente realizar combinações desses lançamentos a fim de se obter um lançamento estrutural para este edifício que seja considerado como nós fixos.

Cabe destacar que a altura da edificação contribui para o aumento do coeficiente  $\gamma_z$ . Entretanto, outro fator relevante é a não utilização de vigas internas, no caso do sistema estrutural de lajes lisas, que contribui para a redução da rigidez do sistema estrutural.

## 6.2 Segunda Etapa – Lançamentos

### 6.2.1 Lançamento 1

Com o objetivo de aumentar a rigidez dos pilares e contribuir na redução do valor do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , contudo sem alterar as suas dimensões, o lançamento 1 consiste em aumentar a resistência característica do concreto nos pilares de 30 MPa para 50 MPa.

A partir da Tabela 11, observa-se que a resistência característica do concreto tem influência direta com o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , pois ocorreu uma redução nesse coeficiente tanto na direção  $x$  (1,456%) quanto  $y$  (1,522%). Portanto, o aumento do  $f_{ck}$  apenas nos pilares, apresentaram resultados satisfatórios na estabilidade global do edifício, contribuindo para o aumento da rigidez da estrutura.

Tabela 11 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para o lançamento 1.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 1
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,218
	Direção $y$	1,117	1,100

Fonte: Autora (2018).

Segundo Melo (2009), a mudança do  $f_{ck}$  usualmente acontece apenas nos pilares, pois o pilar é considerado um elemento linear de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são predominantes. Ademais, o aumento do  $f_{ck}$  implica na elevação da rigidez dos pilares, os quais são os principais responsáveis pelo contraventamento da estrutura, sendo esperado a melhoria da estabilidade da edificação frente às ações horizontais, o que pode ser comprovado pela redução do valor do coeficiente  $\gamma_z$ .

Como apresentado na Tabela 11, na direção  $x$  a estrutura ainda é considerada de nós móveis ( $\gamma_z \geq 1,1$ ), porém na direção  $y$  a estrutura passou a ser considerada de nós fixos, ou seja, mesmo se obtendo resultados de melhoria para o lançamento com aumento da resistência característica do concreto nos pilares, não seria possível desprezar a consideração dos efeitos de segunda ordem.

No tocante ao deslocamento horizontal total da edificação provocado pela ação do vento para combinação frequente, a Tabela 12 mostra que a configuração estrutural do lançamento 1, atendeu ao que está estabelecido na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto na direção  $x$  quanto  $y$ .

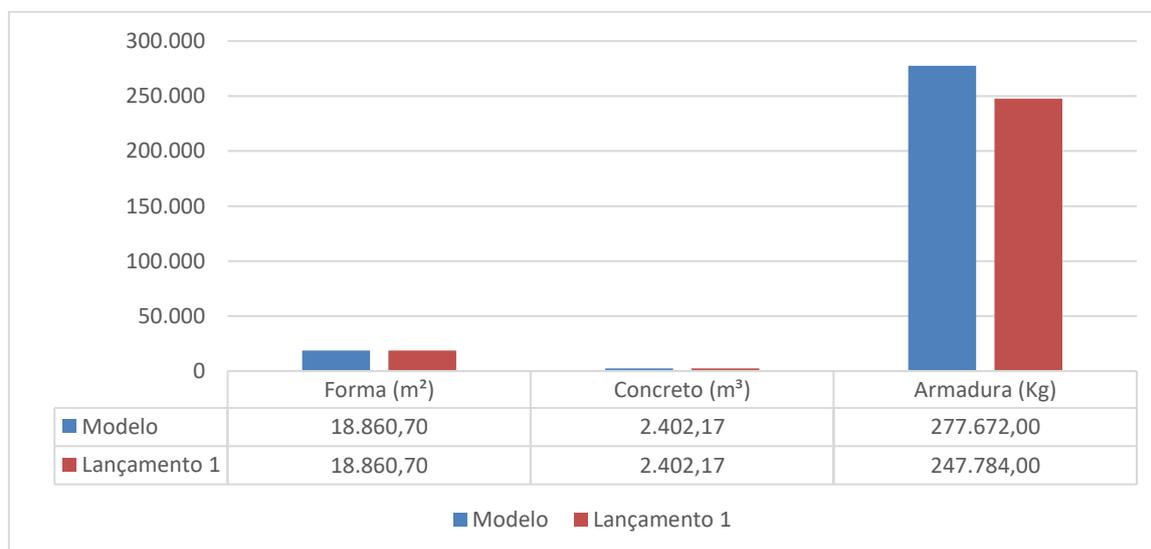
Tabela 12 – Deslocamento da estrutura para o lançamento 1.

Lançamento	Deslocamento horizontal total (mm)		Deslocamento Horizontal Total limite (mm)
	Direção $x$	Direção $y$	
Lançamento Modelo	11,72	44,07	47,65
Lançamento 1	9,97	32,22	

Fonte: Autora (2018).

Em termos de materiais, com o aumento da resistência do concreto nos pilares, ocorreu uma redistribuição das armaduras na estrutura e uma redução de 10,76% (29.888 kg), como apresenta o Gráfico 4.

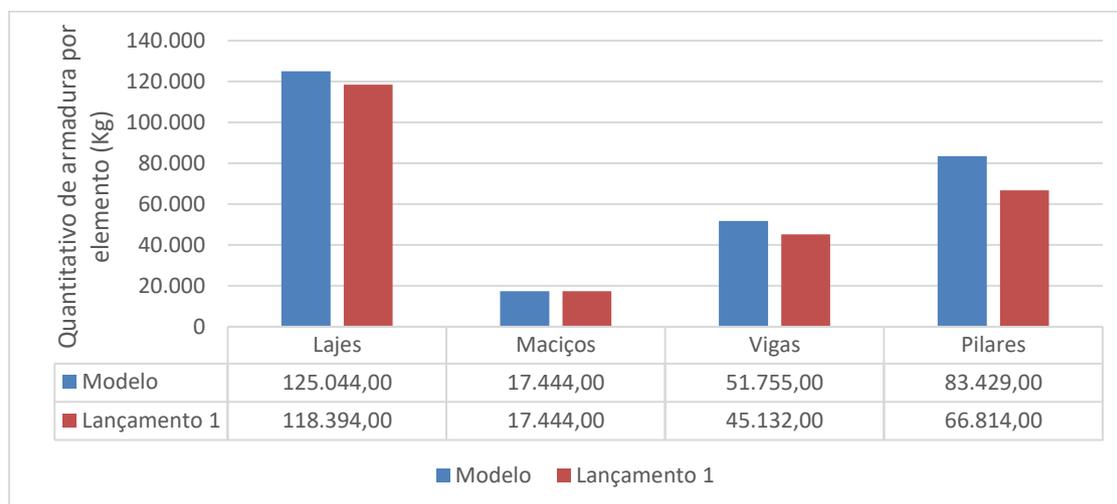
Gráfico 4 - Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 1.



Fonte: Autora (2018).

No Gráfico 5, tem-se o quantitativo de armadura por elemento da superestrutura, observa-se uma redução da armadura nos elementos, destacando a redução significativa nos pilares de 19,92% (16.615kg).

Gráfico 5 - Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 1.



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 13, são exibidos os valores dos custos dos materiais na superestrutura do lançamento 1, observando que embora tenha sido utilizado um concreto com maior resistência em relação ao lançamento modelo nos pilares, acarretando em um maior custo por m<sup>3</sup>, o quantitativo de concreto de 50MPa nos pilares representa 30,93% do volume de concreto da superestrutura, ou seja, este aumento do custo do concreto, passa a ser compensado pela redução da armadura na superestrutura.

Tabela 13 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento 1.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes e Vigas	m <sup>3</sup>	1,05	1.659,00	315,07	548.836,19
	Pilares			743,17	451,57	352.372,94
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	247.784,00	4,43	1.207.451,43

Fonte: Autora (2018).

Portanto, o lançamento 1 apresenta um custo total de materiais da superestrutura de R\$ 2.226.125,00, apresentando uma economia de R\$ 39.129,39 (1,73%) em comparação ao lançamento modelo.

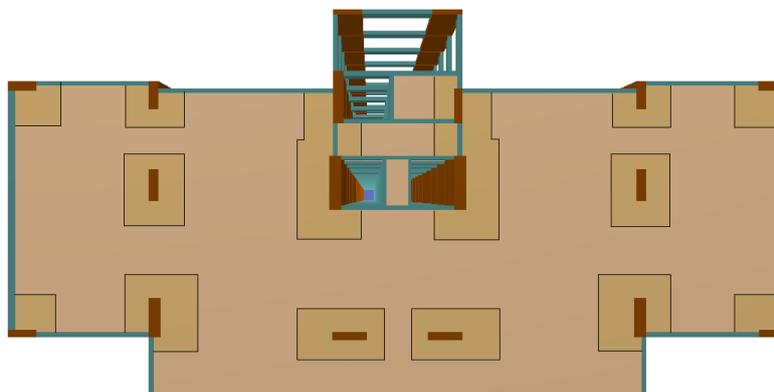
### 6.2.2 Lançamento 2

O lançamento 2, consiste em aumentar a resistência característica do concreto nos pisos (lajes e vigas de borda) de 30MPa para 50 MPa, embora alguns trabalhos afirmem que aumentar a resistência dos pisos não influencia na melhoria da estabilidade da edificação como destaca Kimura (2007, p.593):

Para edifícios usuais, os elementos de maior importância na avaliação da estabilidade são os pilares e as vigas. As lajes influem muito pouco e, na grande maioria das vezes, sua influência pode até ser desprezada.

Entretanto, esta afirmação não ocorre para sistemas estruturais de lajes lisas, que não há a presença de vigas contribuindo para o travamento da estrutura, conseqüentemente favorecendo o aumento da rigidez. Nos sistemas de lajes lisas, as lajes apresentam-se como elementos estruturais de grande contribuição na estabilidade da estrutura, pois na ausência das vigas internas, as lajes que se apoiam diretamente nos pilares em conjunto com as vigas de borda atuam no contraventamento da estrutura, contribuindo para o aumento da rigidez da edificação (Figura 29). Sendo assim, quando se admite o aumento da resistência característica do concreto nos pisos, espera-se uma melhoria na estabilidade da edificação e conseqüente redução do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ .

Figura 29 – Pavimento tipo de laje lisa com vigas de borda.



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 14 são apresentados os valores de  $\gamma_z$  para este lançamento, onde é possível identificar, tanto na direção  $x$  quanto na direção  $y$ , uma redução (4,69% e 1,70% respectivamente) do valor  $\gamma_z$  da estrutura quando se adota o  $f_{ck}$  de 50MPa nos pisos. Embora apenas na direção  $y$ , a estrutura seja considerada de nós fixos, também houve redução do parâmetro na direção  $x$ .

Tabela 14 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para o lançamento 2.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 2
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,178
	Direção $y$	1,117	1,098

Fonte: Autora (2018).

A Tabela 15, apresenta os valores dos deslocamentos horizontais total da edificação para o lançamento 2, onde foi verificado que esta configuração estrutural atendeu ao que está estabelecido na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto na direção  $x$  quanto  $y$ .

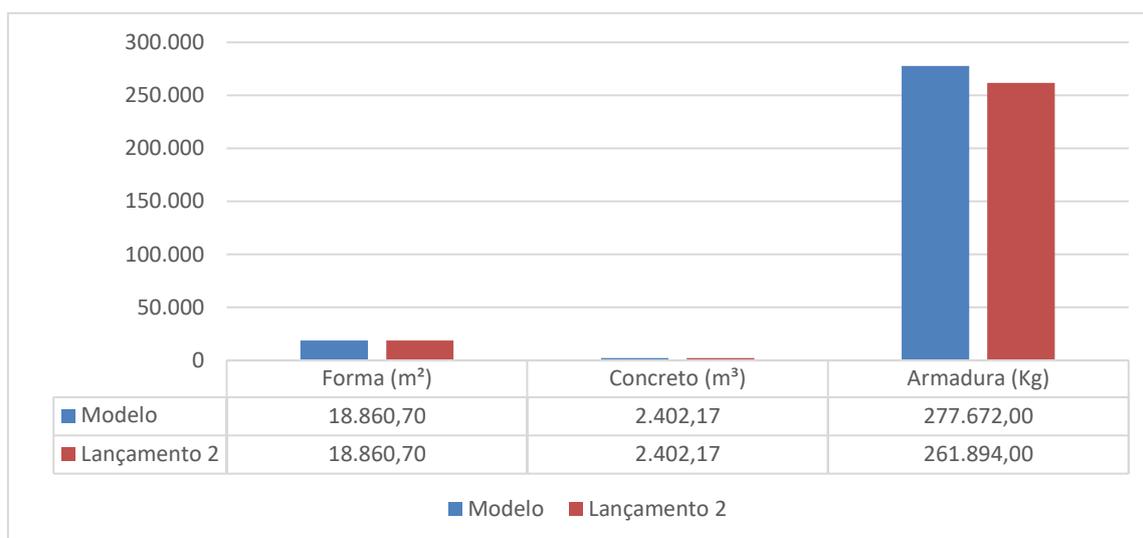
Tabela 15 – Deslocamento da estrutura para o lançamento 2.

Lançamento	Deslocamento horizontal total (mm)		Deslocamento Horizontal Total limite (mm)
	Direção $x$	Direção $y$	
Lançamento Modelo	11,72	44,07	47,65
Lançamento 2	8,69	36,72	

Fonte: Autora (2018).

Assim como no lançamento 1, o aumento do  $f_{ck}$  de 30MPa para 50MPa nos pisos também contribuiu na redução do quantitativo de armadura de 5,68% (15.778 kg), como mostra o Gráfico 6.

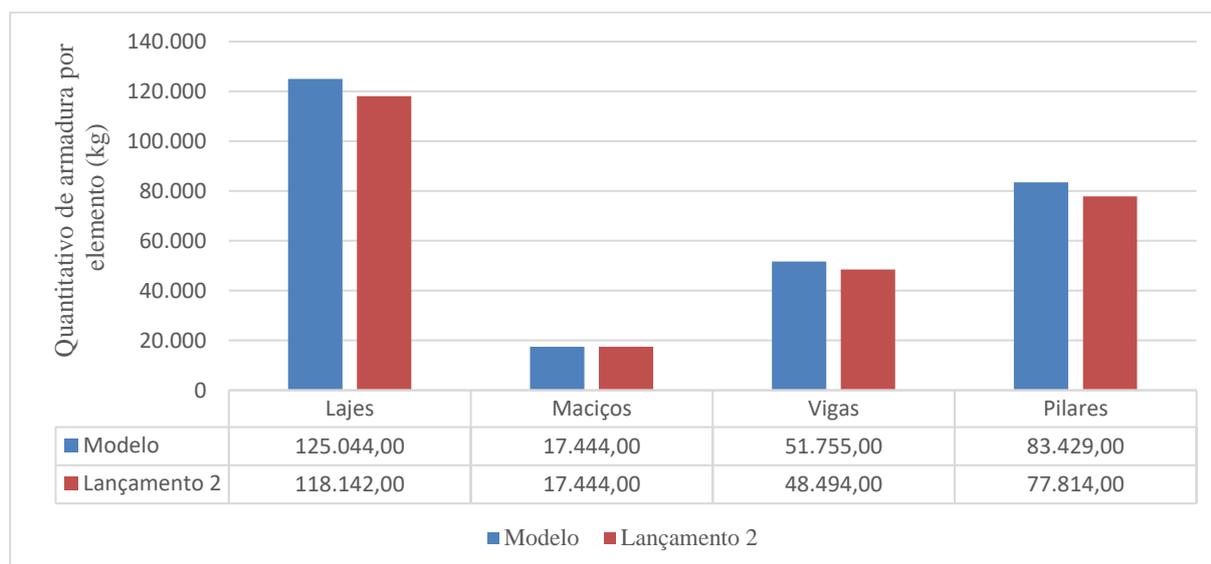
Gráfico 6 - Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 2.



Fonte: Autora (2018).

O Gráfico 7 mostra a distribuição da armadura por elemento da superestrutura, observa-se que ocorreu o mesmo comportamento que o lançamento 1, visto que houve uma redução da armadura nos elementos lajes, vigas e pilares de 5,52% (6.902 kg), 6,30% (3.261 kg) e 6,73% (5.615 kg) respectivamente.

Gráfico 7 - Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 2.



Fonte: Autora (2018).

No que diz respeito ao custo total de materiais na edificação, embora este lançamento tenha apresentado redução no quantitativo de armadura, nota-se na Tabela 16, que o volume de concreto de 50 MPa nos pisos (lajes e vigas de bordas) corresponde a 69,07% do total de

concreto da superestrutura, sendo este 31,90% mais caro que o concreto de 30MPa, logo o aumento do  $f_{ck}$  nos pisos não favoreceu na redução de custos com materiais, apresentando um total de R\$ 2.363.434,16, aumento de 4,33% (R\$ 98.179,77) em comparação ao lançamento modelo.

Tabela 16 – Custo total de material da superestrutura lançamento 2.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes e Vigas	m <sup>3</sup>	1,05	1.659,00	415,57	723.902,16
	Pilares			743,17	315,07	245.858,10
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	261.894,00	4,43	1.276.209,46

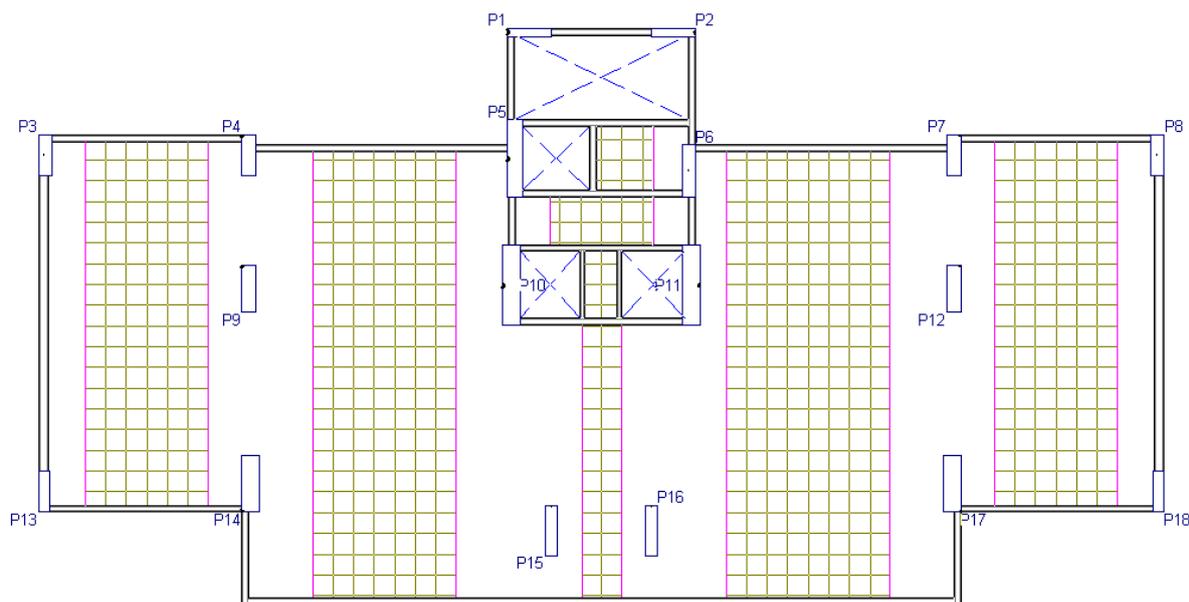
Fonte: Autora (2018).

### 6.2.3 Lançamento 3

Com o objetivo de analisar a possível influência no valor do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , o lançamento 3 consiste na implantação de faixas maciças, utilizando o prolongamento dos maciços introduzidos nos pilares (Planta 4).

No entanto, cabe destacar que em sua pesquisa, utilizando o sistema estrutural convencional (lajes – vigas – pilares), Cicolin (2007) chegou à conclusão que o conjunto formado por pilares e faixas maciças de lajes constituindo pórticos tem sido desprezado, pelo baixo valor de inércia dos elementos horizontais, em comparação às vigas.

Planta 4 - Implantação de faixas de maciços no lançamento 3.



Fonte: Autora (2018).

Como apresentado na Tabela 17, o lançamento 3 não obteve resultados satisfatórios, onde em ambas as direções o parâmetro de instabilidade sofreu aumento de 1,13% na direção  $x$  e 0,54% na direção  $y$ , tal fato corrobora para o sistema estrutural de lajes lisas a conclusão obtida por Cicolin (2007) para o sistema convencional, haja vista que o baixo valor de inércia das faixas de maciços não contribuíram de forma positiva para a estabilidade da estrutura.

Tabela 17 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para o lançamento 3.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 3
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,250
	Direção $y$	1,117	1,123

Fonte: Autora (2018).

Embora este lançamento tenha sofrido aumento do deslocamento horizontal total da edificação provocado pela ação do vento para combinação frequente quando comparado aos lançamentos já analisados, a Tabela 18 mostra que a configuração estrutural do lançamento 3 também atendeu ao que está estabelecido na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto na direção  $x$  quanto  $y$ .

Tabela 18 – Deslocamento da estrutura para o lançamento 3.

Lançamento	Deslocamento horizontal total (mm)		Deslocamento Horizontal Total limite (mm)
	Direção x	Direção y	
Lançamento Modelo	11,72	44,07	47,65
Lançamento 3	10,45	44,36	

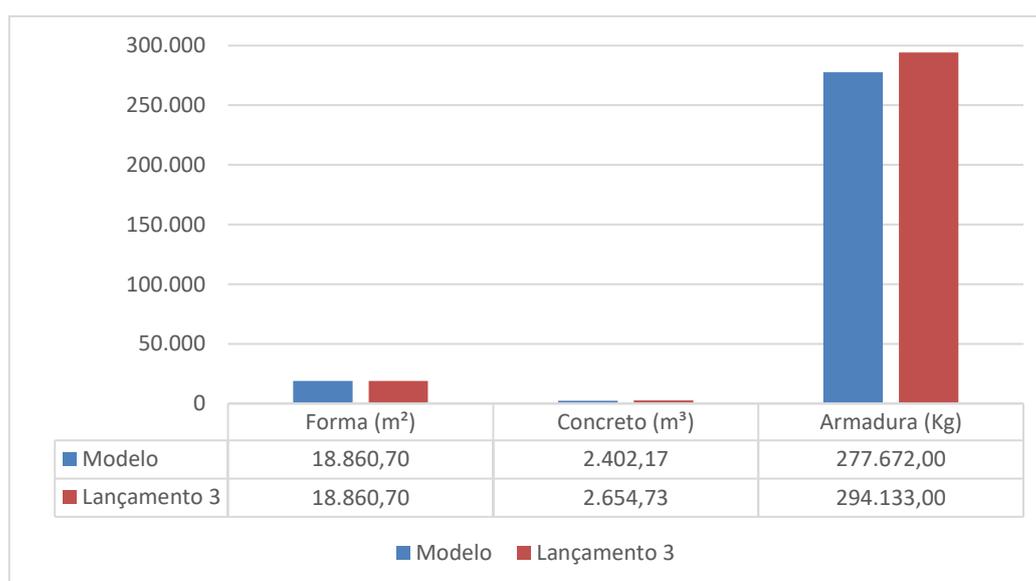
Fonte: Autora (2018).

Verifica-se no Gráfico 8 que além de não contribuir no aumento da rigidez estrutural, a implantação das faixas de maciços contribuíram para aumentar o peso da estrutura, pois todos os pisos sofreram aumento de concreto e armadura, acarretando em um aumento na superestrutura de 10,51% (252,56 m<sup>3</sup>) e 5,93% (16.461 kg) respectivamente.

O aumento do peso da estrutura está diretamente relacionado a estabilidade da mesma, como apresentaram os resultados do  $\gamma_z$ . Bueno (2009), em sua pesquisa confirmou que a estrutura possui deslocamento horizontal ocasionado também pelas cargas verticais, e não somente pelas horizontais como considerado no carregamento simples do vento.

A criação dessas faixas para o travamento dos pilares não resolveu o problema de sensibilidade aos efeitos de segunda ordem porque essas faixas não têm altura suficiente para formarem pórticos, haja vista que são limitadas pela altura da laje.

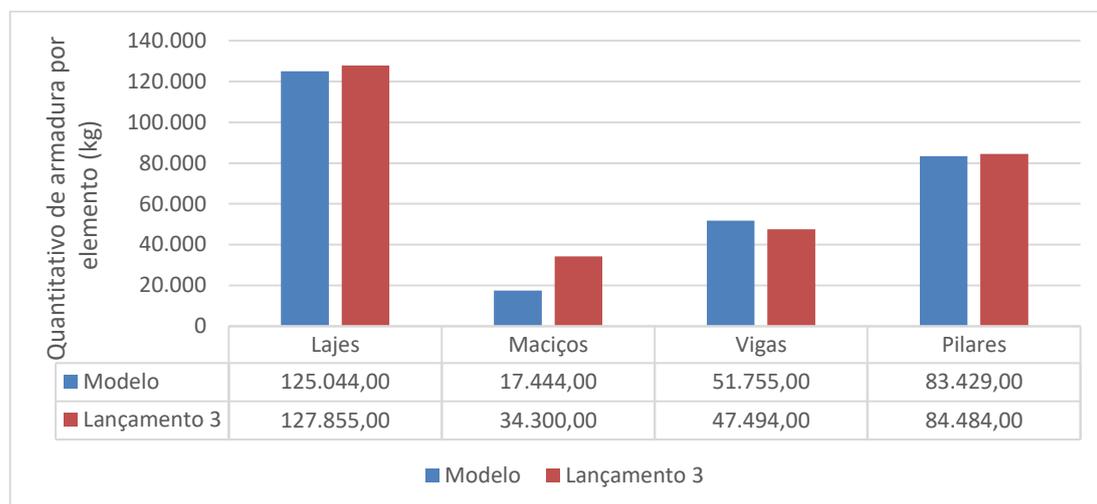
Gráfico 8 - Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 3.



Fonte: Autora (2018).

A distribuição do aumento da armadura por elemento da superestrutura é apresentada no Gráfico 9. Nota-se que o prolongamento dos maciços ocasionou um aumento de armadura nos mesmo de 96,63% (16.856 kg) em comparação ao lançamento modelo.

Gráfico 9 - Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 3.



Fonte: Autora (2018).

Em termos de custo de material, na Tabela 19 são exibidos os valores dos insumos: fôrma, concreto e armadura. Nota-se que o custo com fôrma, assim como nos lançamentos 1 e 2, permaneceu constante, por outro lado o concreto apresentou aumento de R\$ 83.552,78 e a armadura de R\$ 80.214,45. Portanto, o lançamento 3 apresentou um custo total com material de R\$ 2.429.021,62. Percebe-se um aumento de 7,23% (R\$ 163.767,23) em comparação ao lançamento modelo.

Tabela 19 – Custo total de material da superestrutura lançamento 3.

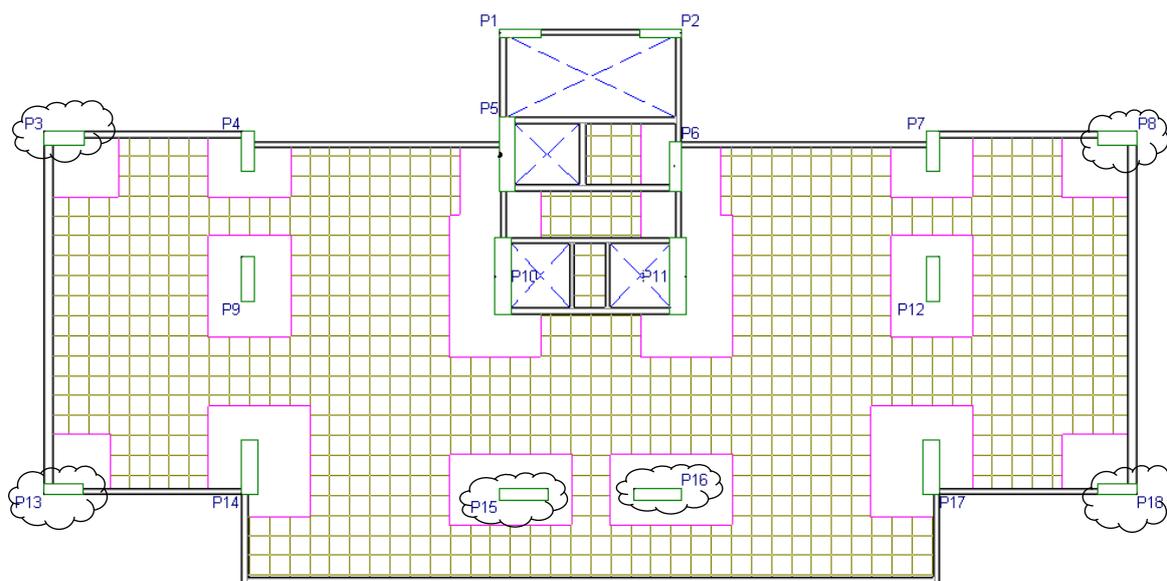
Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes, vigas e pilares	m <sup>3</sup>	1,05	2.654,73	315,07	878.247,07
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	294.133,00	4,43	1.433.310,11

Fonte: Autora (2018).

### 6.2.4 Lançamento 4

Alterando o posicionamento dos pilares com o objetivo de verificar a contribuição do mesmo na rigidez do conjunto nas direções  $x$  e  $y$  (Planta 5), o lançamento 4 consiste na rotação dos pilares P3, P8, P13, P15, P16 e P18, sem que houvessem alterações em suas dimensões, pois não se pretendia modificar o projeto arquitetônico inicial.

Planta 5 - Planta baixa lançamento 4.



Fonte: Autora (2018).

A alteração na posição dos pilares contribuiu no aumento da rigidez da estrutura na direção  $x$ , resultando na redução do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , o qual passou de 1,236 para 1,192 (3,56%). Todavia, a estrutura permaneceu classificada como de nós móveis na direção  $x$ .

Já no caso da direção  $y$ , a modificação dos pilares não contribuiu positivamente na rigidez da estrutura, favorecendo o aumento (0,72%) do parâmetro de instabilidade nesta direção. Permanecendo, portanto, a estrutura classificada como de nós móveis na direção  $y$ .

Cabe destacar que a simples modificação na orientação de alguns pilares pode favorecer no enrijecimento da estrutura em determinada direção, como ocorrido na direção  $x$  devido a rotação de seis pilares, os quais passaram a apresentar maior inércia nesta direção. Por outro lado, a mudança de direção destes pilares desfavoreceu a rigidez da estrutura na direção  $y$ , conforme Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para o lançamento 4.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 4
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,192
	Direção $y$	1,117	1,125

Fonte: Autora (2018).

A configuração geométrica do edifício apresenta dimensões na direção  $x$  duas vezes maiores que as dimensões na direção  $y$ , ficando mais propícia, portanto, a maiores deslocamentos horizontais na direção  $y$ , como apresentado na Tabela 21.

Cabe destacar que, embora este lançamento tenha apresentado deslocamentos horizontais maiores que o lançamento modelo, o mesmo atende ao que está estabelecido na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto na direção  $x$  quanto  $y$ .

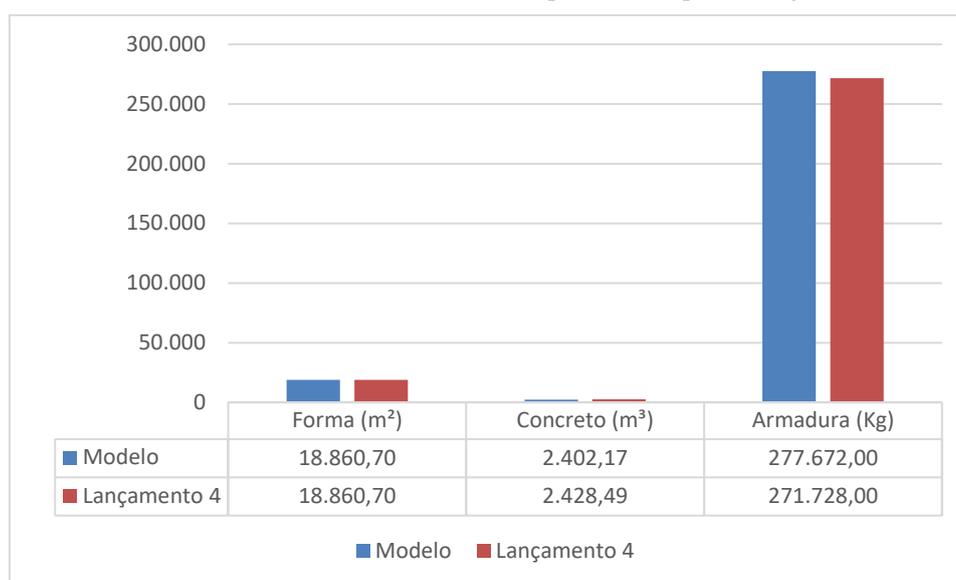
Tabela 21 – Deslocamento da estrutura para o lançamento 4.

Lançamento	Deslocamento horizontal total (mm)		Deslocamento Horizontal Total limite (mm)
	Direção $x$	Direção $y$	
Lançamento Modelo	11,72	44,07	47,65
Lançamento 4	9,11	44,85	

Fonte: Autora (2018).

Em termos de materiais, o lançamento 4 apresentou as menores modificações entre os 6 lançamentos, pois, como não ocorreram mudanças nas dimensões dos pilares, apenas foram rotacionados, os quantitativos de fôrma permaneceram constantes, enquanto que o volume de concreto resultou no aumento de apenas 26,32 m<sup>3</sup> (1,09%) e a armadura na redução de 5.944 kg (2,14%).

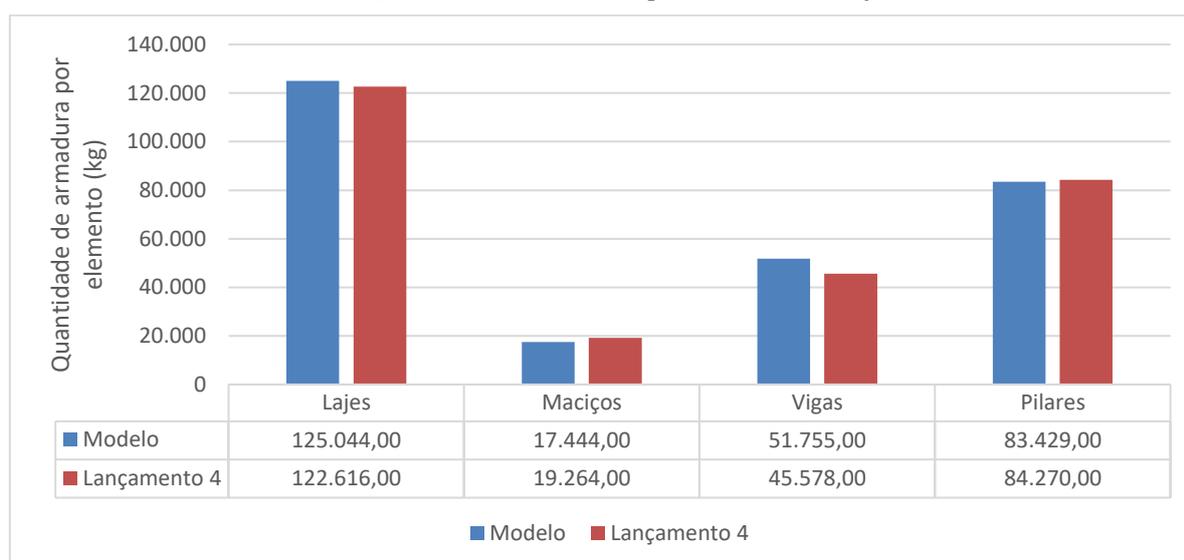
Gráfico 10 - Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 4.



Fonte: Autora (2018).

A distribuição da armadura por elemento é mostrada no Gráfico 11, a qual destaca que com a nova posição dos pilares ocorreu um aumento na quantidade de armadura nos maciços e pilares de 10,43% (1.820 kg) e 1% (841 kg), respectivamente, e redução nas lajes e vigas de 1,94% (2.428 kg) e 11,94% (6.177 kg), respectivamente.

Gráfico 11 - Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 4.



Fonte: Autora (2018).

Em termos de custo de materiais, a Tabela 22 apresenta os valores para o lançamento 4, que destaca uma redução no custo total de materiais de 0,89% (R\$ 20.257,84) na superestrutura

em relação ao lançamento modelo. Portanto o lançamento 4, teve um custo total de materiais da superestrutura de R\$ 2.244.996,54. Embora este lançamento tenha apresentado redução no custo de materiais, em termos de estabilidade, foi observado redução do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  apenas na direção  $x$ , sendo que a estrutura permaneceu classificada como de nós móveis em ambas as direções.

Tabela 22 – Custo total de material da superestrutura lançamento 4.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes, vigas e pilares	m <sup>3</sup>	1,05	2.428,49	315,07	803.401,56
Armadura	Lajes, vigas e Pilares	kg	1,10	271.728,00	4,43	1.324.130,54

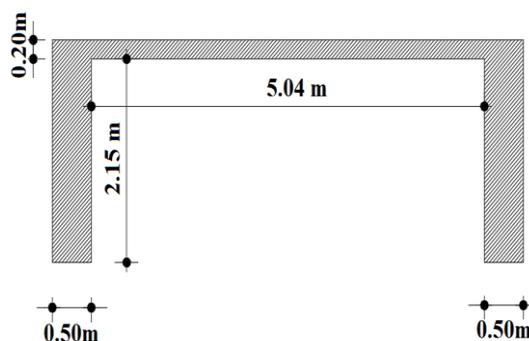
Fonte: Autora (2018).

### 6.2.5 Lançamento 5

Para avaliar a influência de núcleo enrijecedor na rigidez da estrutura, o lançamento 5 consiste na introdução de um núcleo resistente, englobando os dois elevadores sociais do edifício. Este núcleo, apresenta uma geometria em formato de “U”, com dimensões externas de 6,04m x 2,35m, representado na Figura 30. Foram removidos os pilares P10 e P11, pois os mesmos se encontravam na mesma área onde foi inserido o núcleo rígido.

Verifica-se na Tabela 23, que o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  diminuiu consideravelmente na direção  $x$  (14,97%). Embora deve-se destacar que em alguns estudos, como o de Paixão e Alves (2016), a partir da implantação de núcleo rígido em sistemas estruturais de lajes nervuradas, o valor do parâmetro de instabilidade apresentou redução em ambas as direções.

Figura 30 – Dimensões do núcleo rígido lançamento 5.



Fonte: Autora (2018).

Tabela 23 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para o lançamento 5.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 5
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,051
	Direção $y$	1,117	1,124

Fonte: Autora (2018).

Na análise da estabilidade, considerando os núcleos rígidos como elementos de contraventamento, Paixão e Alves (2016) destaca que embora esses elementos estruturais sejam importantes na estabilidade global da estrutura, os pórticos formados por vigas e pilares apresentam papel significativo na estabilidade global da mesma.

Como o sistema estrutural de lajes lisas não apresentam vigamentos internos, a estrutura não consegue apresentar uma vinculação entre núcleo-viga-pilar, ou seja, não ocorre um travamento da estrutura através das vigas, então acredita-se que por este motivo, a implantação do núcleo não obteve maiores reduções no parâmetro de instabilidade em ambas as direções.

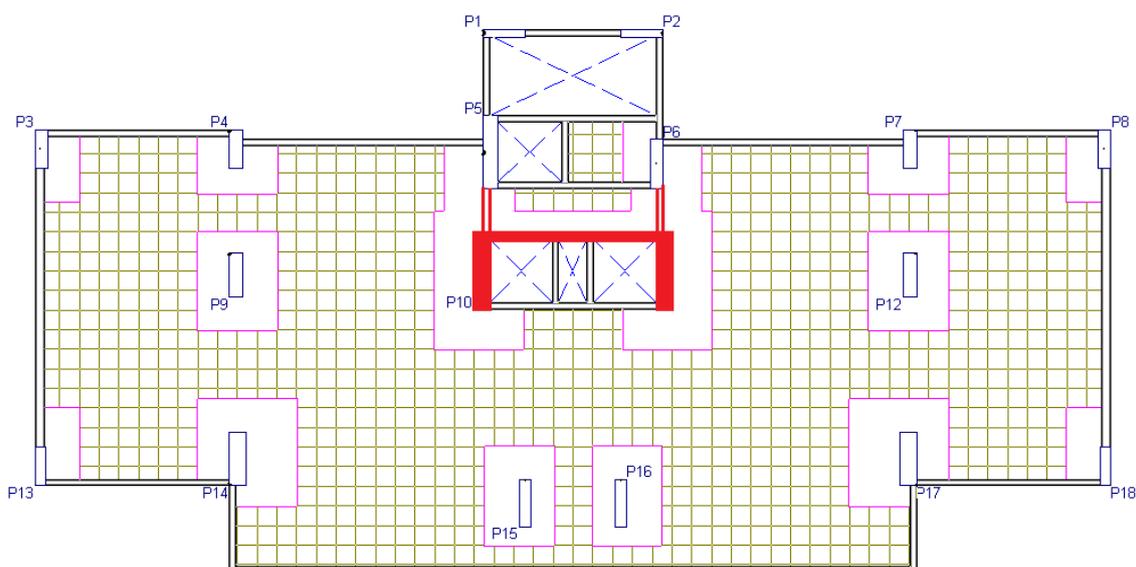
Na Tabela 24 têm-se os valores dos deslocamentos horizontais, onde percebe-se que na direção  $x$  o programa apresentou deslocamento nulo, enquanto que na direção  $y$ , sofreu um pequeno aumento no valor do deslocamento horizontal, entretanto ambas as direções atenderam ao que está estabelecido na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto na direção  $x$  quanto  $y$ .

Tabela 24 – Deslocamento da estrutura para o lançamento 5.

Lançamento	Deslocamento horizontal total (mm)		Deslocamento Horizontal Total limite (mm)
	Direção x	Direção y	
Lançamento Modelo	11,72	44,07	47,65
Lançamento 5	0	47,48	

Fonte: Autora (2018).

Planta 6 - Implantação do núcleo rígido no lançamento 5.



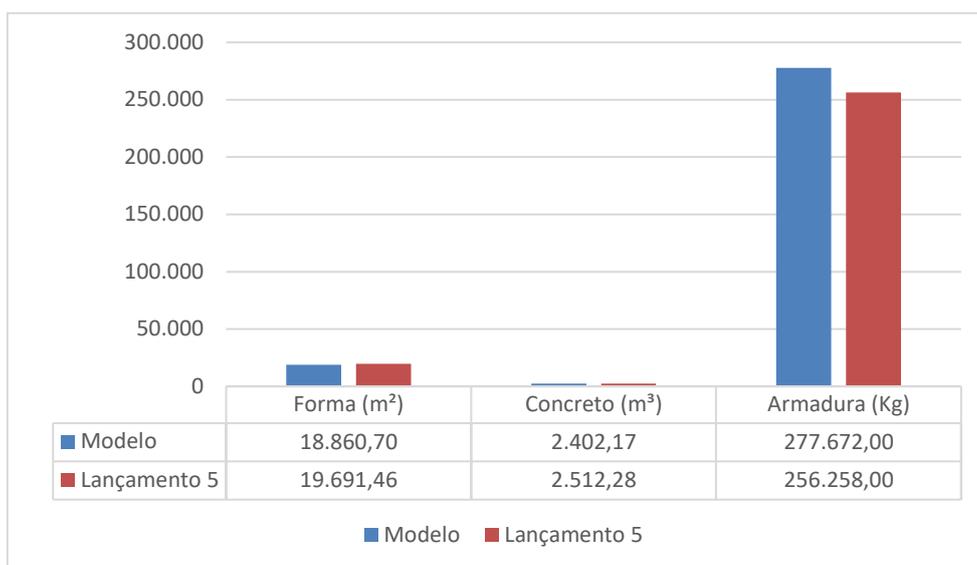
Fonte: Autora (2018).

Como observado na Planta 6 o núcleo rígido não é provido de vigas que contribuam no seu travamento, auxiliando o enrijecimento da estrutura. Fica a cargo apenas das vigas em destaque a ligação do núcleo com os pilares P5 e P6, sendo estes ligados as vigas de borda.

Com a implantação do núcleo rígido, em termos de materiais, já era de se esperar um aumento tanto na fôrma quanto no concreto, pois estes apresentam seções maiores que os pilares que foram substituídos. No Gráfico 12, percebe-se que ocorreu um aumento de 4,40% (830,76 m<sup>2</sup>) e 4,58% (110,11 m<sup>3</sup>) para fôrma e concreto respectivamente.

Com relação a armadura, a utilização do núcleo rígido de forma geral auxiliou na estabilidade da estrutura em função de sua elevada rigidez, o que permitiu a redução de armadura de alguns elementos da superestrutura constituinte da edificação, gerando economia significativa de 7,71% (21.414 kg).

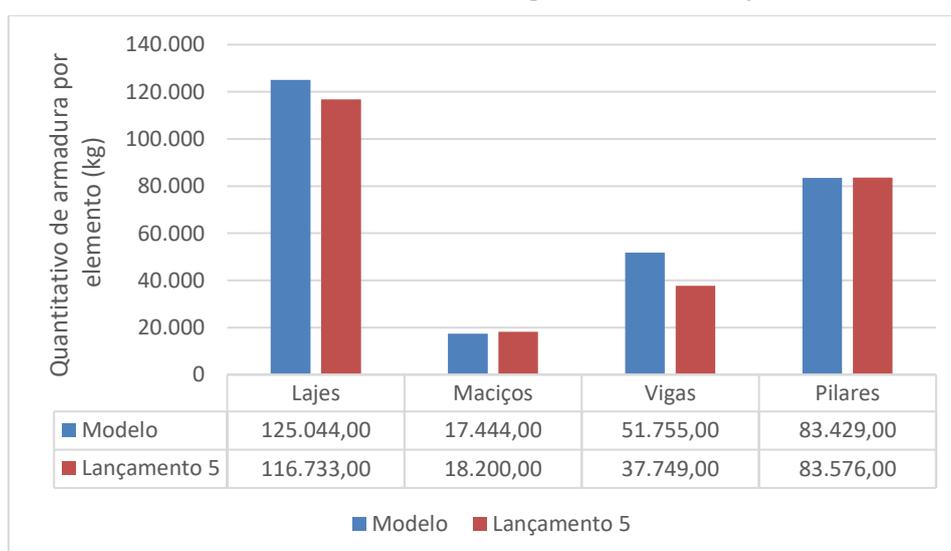
Gráfico 12 - Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 5.



Fonte: Autora (2018).

O quantitativo de armadura por elemento é apresentado no Gráfico 13, comprovando que de fato alguns elementos estruturais como as lajes e as vigas sofreram redução no material de 6,65% (8.311 kg) e 27,06% (14.006 kg), respectivamente, enquanto que os maciços apresentaram aumento de 4,33% (756 kg). Fato este que pode ser identificado pela maior área de maciços na região no núcleo rígido. Por fim, os pilares apresentaram um aumento de apenas 0,18% (147 kg).

Gráfico 13 - Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 5.



Fonte: Autora (2018).

Do ponto de vista de custo, a diminuição da armadura favoreceu positivamente para que este lançamento apresentasse a maior redução de custo total, dentre todos os lançamentos analisados, com o valor total de R\$ 2.202.504,91, resultando em uma economia de R\$ 62.749,48 (2,77%) em comparação ao lançamento modelo.

Tabela 25 – Custo total de material da superestrutura lançamento 5.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	19.691,46	25,95	122.638,41
Concreto	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>3</sup>	1,05	2.512,28	315,07	831.121,26
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	256.258,00	4,43	1.248.745,23

Fonte: Autora (2018).

### 6.2.6 Lançamento 6

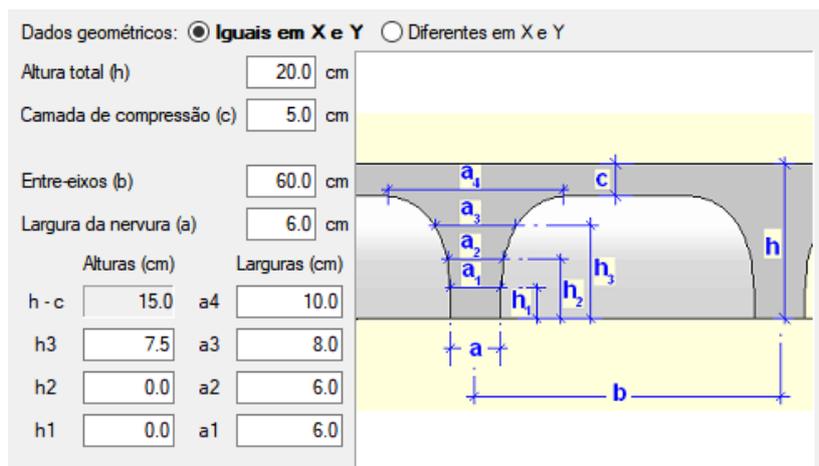
Alguns trabalhos constataram que aumentar a espessura das lajes lisas é suficiente para garantir o efeito do diafragma rígido e conseqüentemente o travamento dos pilares, como destacado por Feitosa e Alves (2015, p.213):

A despeito do acréscimo de cargas verticais gerados pelo aumento da espessura das lajes protendidas, a contribuição no enrijecimento das ligações laje-pilares e rigidez transversal à flexão, compensam o aumento da carga vertical, contribuindo significativamente para a estabilidade global da edificação. (FEITOSA E ALVES, 2015, p. 213)

A partir da afirmação supracitada para sistemas estruturais com lajes protendidas, o lançamento 6 tem como objetivo verificar a influência do aumento da espessura das lajes lisas sem protensão na estabilidade. Para tanto aumentou-se a espessura das lajes de 20 cm para 23 cm.

Inicialmente, para o sistema estrutural de laje nervurada moldada no local foram consideradas fôrmas industrialmente padronizadas de cubas reaproveitáveis de polipropileno com espessura de 20,0 cm (Atex 150), com nervuras bidirecionais com larguras inferior e superior das almas iguais a 6,0 cm e 10,0 cm, respectivamente. Distância entre eixos de nervuras (b) igual a 60,0 cm, conforme apresenta a Figura 31.

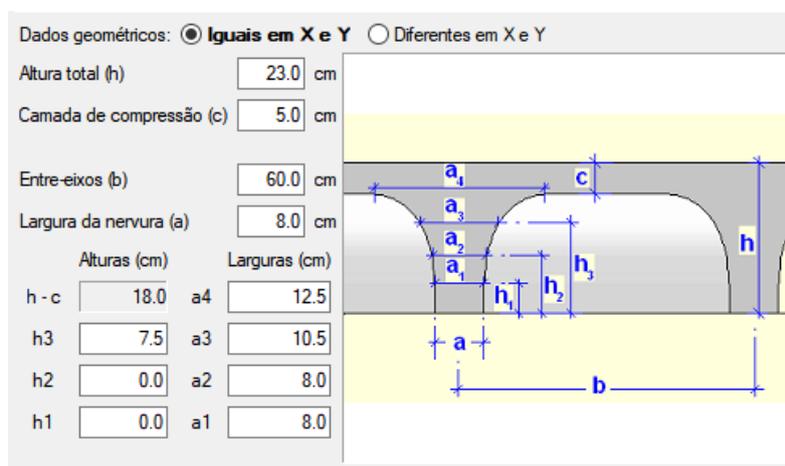
Figura 31 – Seção transversal de laje nervurada moldada no local com fôrmas Atex 150.



Fonte: Autora (2018).

Para verificar a influência do aumento da espessura da laje na estabilidade da edificação, foram inseridas lajes com espessura de 23,0 cm (Atex 180), sendo consideradas aumento das nervuras bidirecionais com larguras inferior e superior das almas iguais a 8,0 cm e 12,5 cm, respectivamente. Distância entre eixos de nervuras (b) foi mantida com 60,0 cm, conforme a Figura 32.

Figura 32 – Seção transversal de laje nervurada moldada no local com fôrmas Atex 180.



Fonte: Autora (2018).

No tocante ao parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , relacionado à estabilidade global da edificação, nota-se na Tabela 26 que o aumento da espessura das lajes proporcionou a redução do coeficiente  $\gamma_z$  tanto na direção  $x$  (1,46%) quanto  $y$  (0,63%). Entretanto, a estrutura ainda continua sendo classificada como de nós móveis ( $\gamma_z > 1,1$ ) de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 26 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para o lançamento 6.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 6
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,218
	Direção $y$	1,117	1,110

Fonte: Autora (2018).

Assim como a afirmação apresentada por Feitosa e Alves (2015), foi verificado que o aumento da espessura das lajes em sistemas de lajes lisas sem protensão também apresentou resposta satisfatória na contribuição da estabilidade da estrutura.

Na Tabela 27, têm-se os deslocamentos horizontais totais da edificação provocados pela ação do vento para combinação frequente. Observa-se que o aumento da espessura das lajes também contribuiu para a redução desses deslocamentos, atendendo ao estabelecido na Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) tanto na direção  $x$  quanto  $y$ .

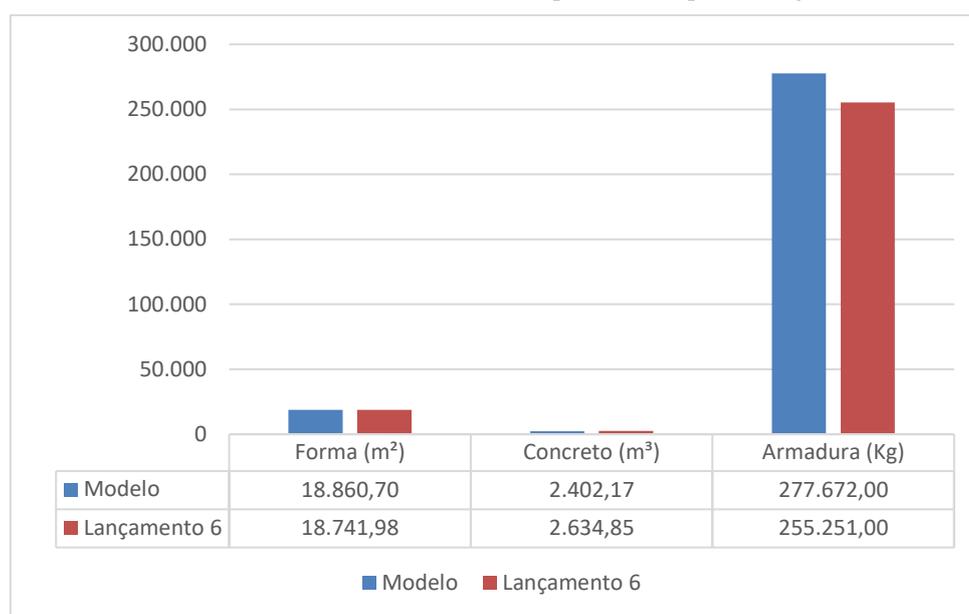
Tabela 27 – Deslocamento da estrutura para o lançamento 6.

Lançamento	Deslocamento horizontal total (mm)		Deslocamento Horizontal Total limite (mm)
	Direção $x$	Direção $y$	
Lançamento Modelo	11,72	44,07	47,65
Lançamento 6	9,38	39,76	

Fonte: Autora (2018).

No Gráfico 14, exhibe-se o quantitativo de materiais na superestrutura do lançamento 6. Percebe-se que o aumento da espessura das lajes resultou em um aumento de 9,69% (232,68 m<sup>3</sup>) no volume de concreto. Por outro lado, assim como nos outros lançamentos, exceto o lançamento 3, esta configuração estrutural apresentou uma redução de 8,07% (22.421 kg) no quantitativo de armadura.

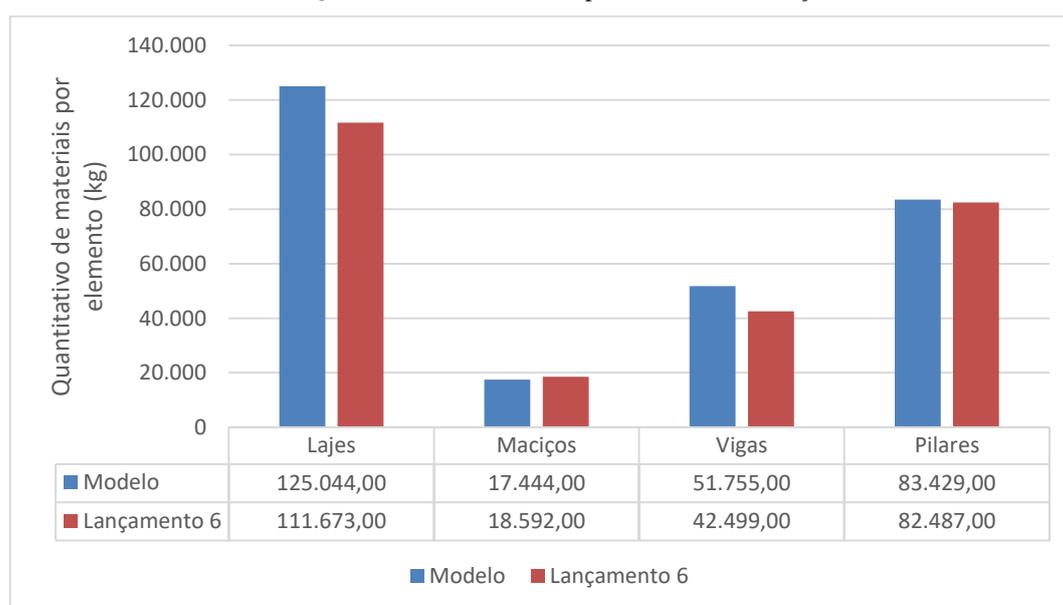
Gráfico 14 - Quantitativo de materiais da superestrutura para o lançamento 6.



Fonte: Autora (2018).

No Gráfico 15, apresenta-se a distribuição da armadura por elemento da superestrutura. Os elementos lajes, vigas de borda e pilares apresentaram redução de 10,69 % (13.371 kg), 17,88% (9.256 kg) e 1,13 % (942 kg), respectivamente. Enquanto que os maciços apresentaram aumento de 6,58% (1.148 kg).

Gráfico 15 - Quantitativo de armadura por elemento no lançamento 6.



Fonte: Autora (2018).

No que diz respeito ao custo total de material, a Tabela 28 apresenta o custo total do lançamento 6. Nota-se que, embora o aumento da espessura da laje tenha ocasionado maior consumo no volume de concreto, a armadura apresentou redução, obtendo um custo total de R\$ 2.232.233,47. Em comparação ao lançamento modelo, este lançamento apresentou redução de 1,46% (R\$ 33.020,92) no custo total de materiais.

Tabela 28 – Custo total de material da superestrutura lançamento 6.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	18.741,98	25,95	116.725,05
Concreto	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>3</sup>	1,05	2.634,85	315,07	871.670,30
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	255.251,00	4,43	1.243.838,12

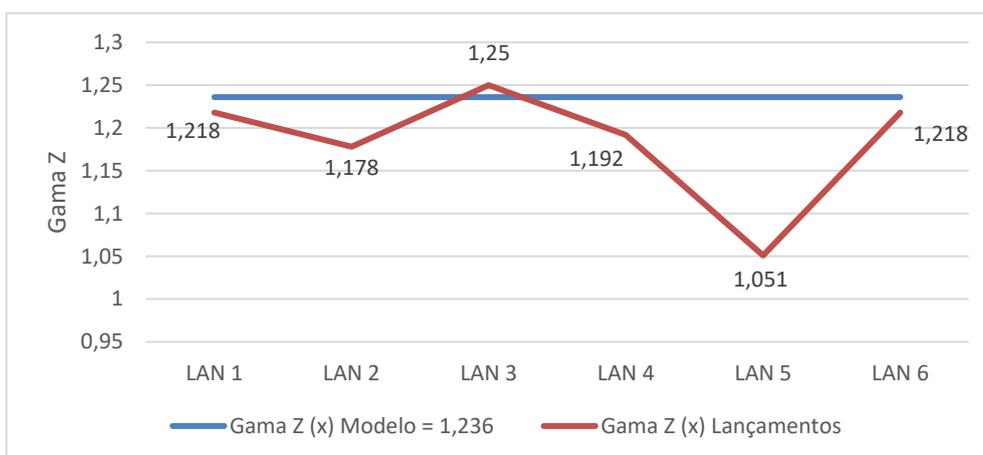
Fonte: Autora (2018).

### 6.3 Terceira Etapa - Combinação dos lançamentos

Após a realização dos lançamentos, verificou-se que não seria possível obter uma configuração estrutural de nós fixos nas direções  $x$  e  $y$  concomitantemente para a edificação analisada apenas utilizando um dos sistemas estruturais apresentados. Com isso, a terceira etapa tem como objetivo realizar a combinação desses lançamentos a partir da análise dos menores valores do coeficiente  $\gamma_z$ .

Realizando uma análise isolada dos valores do coeficiente  $\gamma_z$  nas direções  $x$ , como mostra no Gráfico 16, apenas o lançamento 5 (implantação de núcleo rígido) apresentou valores do parâmetro de instabilidade abaixo do prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014) para a estrutura ser classificada com nós fixos ( $\gamma_z \leq 1,1$ ).

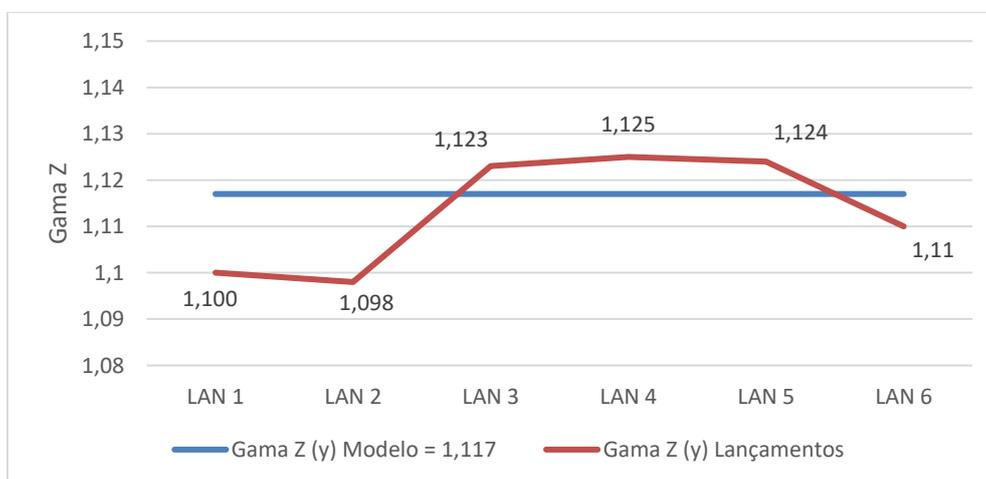
Gráfico 16 - Valores de Gama Z na direção (x) dos seis lançamentos.



Fonte: Autora (2018).

Para os valores do coeficiente  $\gamma_z$  na direção  $y$ , foram identificados dois lançamentos que apresentaram valores do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  abaixo de 1,1, como mostra o Gráfico 17. Sendo esses lançamentos, o lançamento 1 (aumento do  $f_{ck}$  dos pilares de 30MPa para 50 MPa) e lançamento 2 (aumento do  $f_{ck}$  dos pisos de 30MPa para 50MPa).

Gráfico 17 - Valores de Gama Z na direção (y) dos seis lançamentos.

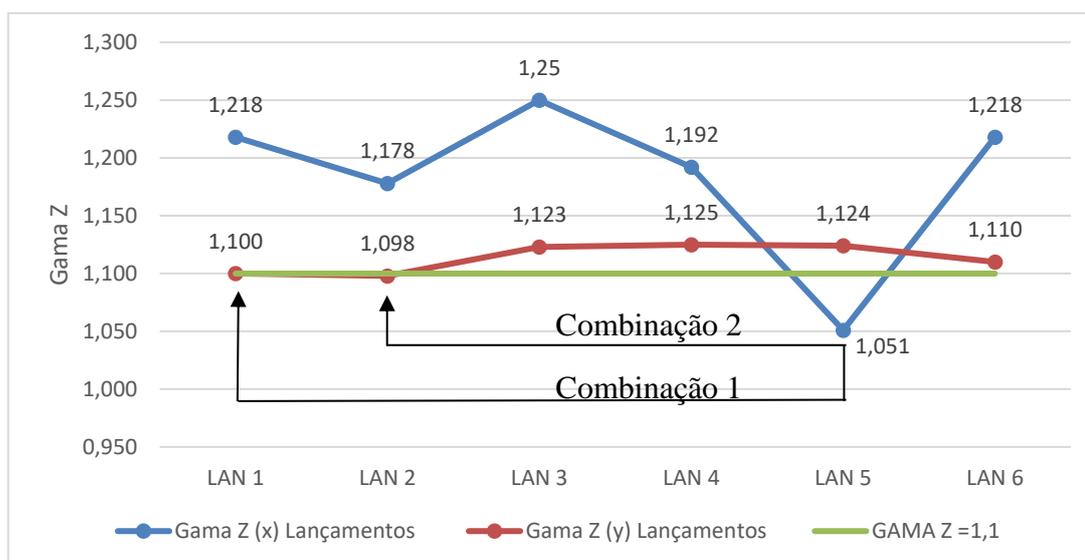


Fonte: Autora (2018).

Embora tenham sido realizados seis lançamentos iniciais, a partir da análise considerando os valores de  $\gamma_z$  separadamente nas direções  $x$  e  $y$ , identificam-se nos Gráfico 16 e Gráfico 17, que apenas três lançamentos apresentaram valores do parâmetro de instabilidade que classificasse a estrutura como de nós fixos.

Sobrepondo os valores do parâmetro de instabilidade na direção  $x$  e  $y$ , obtém-se a configuração apresentada no Gráfico 18.

Gráfico 18 - Valores de Gama Z nas direções (x e y) dos seis lançamentos.



Fonte: Autora (2018).

Como apresentado anteriormente, na direção  $x$ , apenas o lançamento 5 apresentou valores de  $\gamma_z \leq 1,1$ , enquanto que na direção  $y$ , têm-se os lançamentos 1 e 2. Portanto, torna-se possível a realização de duas combinações entre esses lançamentos. Sendo, a combinação 1 a sobreposição dos lançamentos 5 e 1, enquanto que a combinação 2 apresenta a junção dos lançamentos 5 e 2.

Essas combinações terão como objetivo eliminar a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento da estrutura, ou seja, para que seja classificada como de nós fixos ( $\gamma_z < 1,1$ ).

### 6.3.1 Combinação 1

A configuração estrutural da combinação 1 consiste na sobreposição do lançamento 5 (implantação de núcleo rígido), com o lançamento 1 ( $f_{ck}$  dos pilares de 50MPa).

Na Tabela 29, têm-se os valores do coeficiente  $\gamma_z$  para a combinação 1 nas direções  $x$  e  $y$ , onde é possível observar que em ambas as direções os valores do coeficiente apresentaram reduções, sendo esses valores menores ou iguais a 1,1. Logo, segundo o critério da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), para esta combinação a estrutura é classificada como de nós fixos, não sendo necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 29 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para a combinação 1.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Combinação 1
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,041
	Direção $y$	1,117	1,100

Fonte: Autora (2018).

Portanto, a implantação de um núcleo rígido no fosso dos elevadores e o aumento do  $f_{ck}$  dos pilares de 30MPa para 50MPa atenderia em termos de análise de estabilidade classificar essa estrutura como de nós fixos nas direções  $x$  e  $y$ , fazendo com que segundo o item 15.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) não seja necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem.

### 6.3.2 Combinação 2

Na combinação 2, tem-se a sobreposição do lançamento 5 (implantação de núcleo rígido) com o lançamento 2 ( $f_{ck}$  dos pisos de 50MPa).

Como ocorrido na combinação 1, este lançamento também apresentou resultados satisfatórios em ambas as direções  $x$  e  $y$ , uma vez que os valores do parâmetro de instabilidade ( $\gamma_z$ ) resultaram menores ou igual que 1,1, conforme se observa na Tabela 30. Sendo assim, de acordo com o critério da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), para esta combinação a estrutura também é classificada como de nós fixos, não sendo necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 30 – Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  para a combinação 2.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Combinação 2
$\gamma_z$	Direção $x$	1,236	1,047
	Direção $y$	1,117	1,100

Fonte: Autora (2018).

Vale salientar que seria possível realizar outras configurações estruturais com o objetivo de tornar a estrutura de nós fixos, entretanto, seria necessário realizar combinações, apresentando a sobreposição de mais de dois lançamentos como exibidos anteriormente.

Cabe destacar que as duas combinações analisadas apresentam a mesma configuração estrutural, o que difere de um lançamento para o outro é a localização onde foi considerado o aumento da resistência característica do concreto. Para a combinação 1, tem-se essa

consideração nos pilares, enquanto que na combinação 2, o aumento do  $f_{ck}$  foi adotado nos pisos.

## 6.4 Quarta Etapa – Análise de custo

### 6.4.1 Análise da Combinação 1 e 2

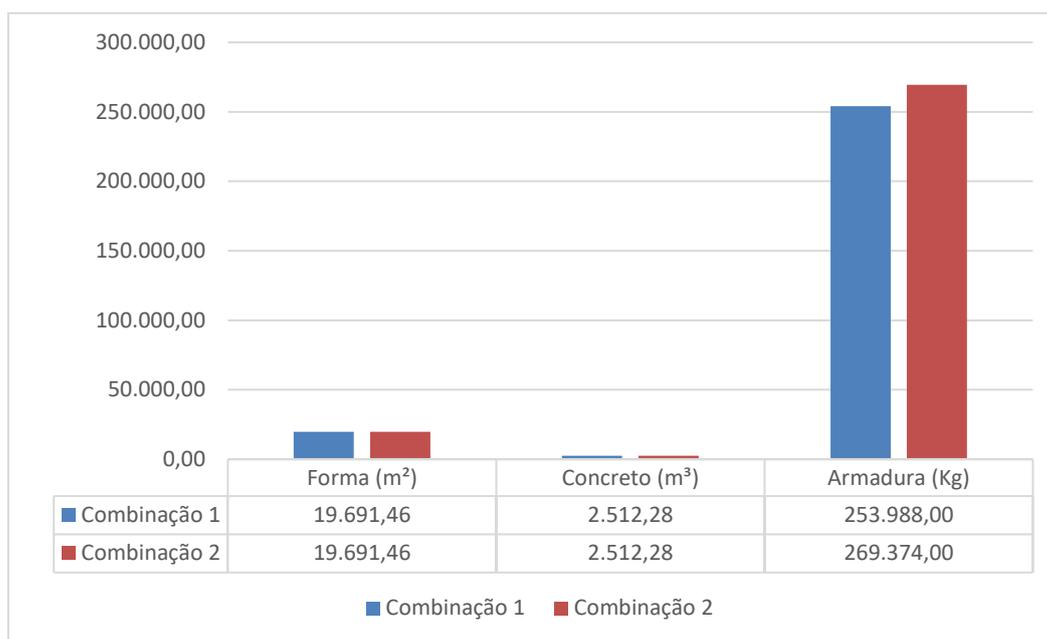
Com o intuito de escolher uma das combinações supracitadas para comparar com a configuração estrutural modelo da edificação, foi adotado o critério de menor custo de materiais para fôrma, concreto e armadura.

No Gráfico 19, apresenta-se o quantitativo destes materiais na superestrutura para as configurações estruturais das combinações 1 e 2. Uma vez que as duas combinações analisadas apresentam a mesma configuração estrutural, diferindo apenas quanto aos elementos em que foi considerado o aumento do  $f_{ck}$ . Como esperado, nota-se que as quantidades de fôrma e concreto se mantiveram constante entre os lançamentos das duas combinações. Por outro lado, a quantidade de armadura apresentou uma elevação de 6,06% (15.386,00 kg) na combinação 2 em relação à combinação 1.

A diferença na quantidade de armadura entre as duas combinações se deve a consideração do valor da resistência característica do concreto nos elementos estruturais, pois na combinação 1 considerou-se  $f_{ck}$  de 30 MPa nas lajes e vigas e 50 MPa nos pilares, enquanto que na combinação 2 foi adotado o inverso.

Uma vez que os pilares são os elementos que mais influenciam na melhoria da estabilidade da edificação, absorvendo os esforços horizontais devido ao vento, espera-se que a elevação da resistência característica do concreto nesses elementos resulte na redução da quantidade da armadura na estrutura em função do aumento da rigidez da mesma. Tal fato foi corroborado quando se compara as combinações 1 e 2, haja vista que a elevação das rigidezes dos pilares na combinação 1 resultou em quantidades de armadura inferiores na estrutura quando comparadas com as da combinação 2, em que foram elevadas as rigidezes das lajes e vigas.

Gráfico 19 - Quantitativo de materiais da superestrutura combinação 1 e 2.



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 31, apresenta-se a análise comparativa de custos de materiais (fôrma, concreto e armadura) empregados nas combinações estruturais 1 e 2. Convém destacar que os valores de custos adotados para os materiais foram coletados do SINAPI para o estado de Pernambuco referente ao mês de dezembro de 2017<sup>1</sup>. Ressalta-se ainda que os custos estão relacionados apenas aos materiais, não levando em consideração os custos com mão de obra e equipamentos para execução dos serviços. No que se refere aos consumos dos materiais nos serviços, foram adotados os valores das composições de custos da coletânea publicada periodicamente pela PINI, as quais são apresentadas nas Tabelas para Composições de Preços para Orçamentos – TCPO (PINI, 2008).

<sup>1</sup> Disponível em: [http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria\\_653](http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_653) <acessado em 18/01/2018>

Tabela 31 – Análise comparativa de custo de materiais entre as combinações 1 e 2.

Insumo	Elementos	Und	Consumo	Combinação 1			Combinação 2		
				Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, vigas e pilares	m <sup>2</sup>	0,24	19.691,46	25,95	122.638,41	19.691,46	25,95	122.638,41
Concreto	Lajes e Vigas	m <sup>3</sup>	1,05	1.642,78	315,07	543.470,19	1.642,78	451,57	778.921,62
	Pilares			869,50	451,57	412.272,17	869,50	315,07	287.651,07
Armadura	Lajes, vigas e pilares	kg	1,10	253.988,00	4,43	1.237.683,52	269.374,00	4,43	1.312.659,50

Fonte: Autora (2018).

Nota-se, na Tabela 31, que a combinação 1 apresentou valor total de custo de materiais de R\$ 2.316.064,29, resultando em uma economia de 7,43% nos custos de materiais (fôrma, concreto e armadura) em relação à combinação 2 que obteve valor total de custo com materiais de R\$ 2.501.870,60.

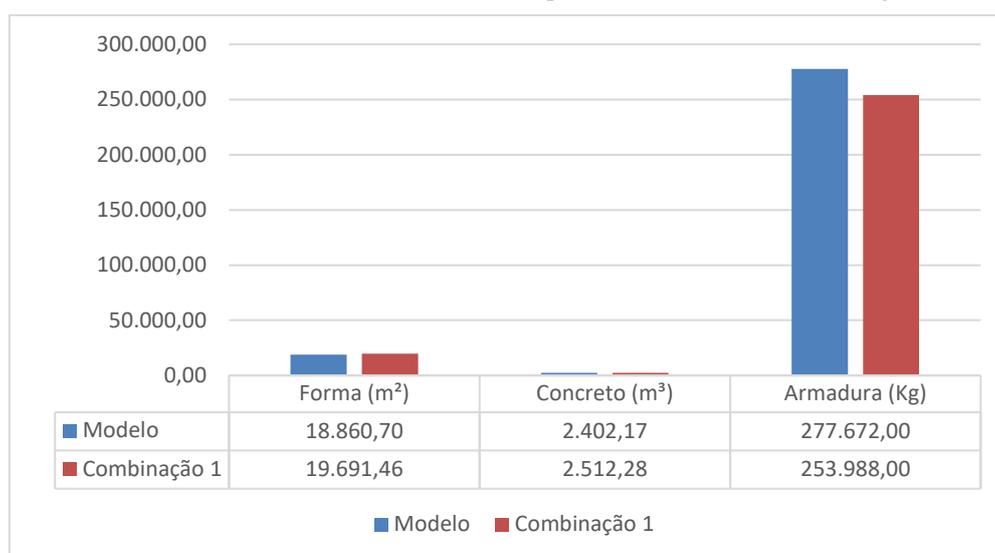
Percebe-se que, em ambas as combinações o parâmetro de instabilidade apresentou valores de  $\gamma_z \leq 1,1$ . Entretanto, a análise apresentou um menor custo de materiais para a combinação 1. Sendo assim, adotou-se a combinação estrutural 1 para a análise comparativa com o modelo estrutural inicial de nós móveis  $\gamma_z > 1,1$ , a qual será apresentada no próximo item.

#### 6.4.2 Análise Lançamento modelo e combinação 1.

Por fim, apresenta-se uma análise comparativa em termos de materiais do lançamento modelo inicialmente utilizado em estudo e a combinação 1, que por sua vez apresentou resultados satisfatórios na redução do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z < 1,1$ , classificando a estrutura como de nós fixos de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). No Gráfico 20, tem-se a quantidade total de materiais (fôrma, concreto e armadura) da superestrutura do edifício utilizado como modelo e da combinação 1.

Observa-se no Gráfico 20 que com a implantação do núcleo rígido e a elevação da resistência característica do concreto dos pilares na combinação 1, ocorreu um aumento na quantidade de fôrma e concreto em relação a estrutura do edifício modelo, entretanto a contribuição do volume de concreto acarretou em uma redução de 8,53% na quantidade de armadura da estrutura da combinação 1 em relação ao lançamento modelo.

Gráfico 20 - Quantitativo de materiais da superestrutura modelo e combinação 1.



Fonte: Autora (2018).

Neste cenário, percebe-se que embora tenha sido inserido o núcleo rígido e elevada a resistência característica do concreto nos pilares na combinação estrutural 1, aumentando o consumo de fôrma e concreto, esta configuração estrutural apresenta uma redução de 23.684kg na quantidade de armadura em relação a configuração estrutural do edifício modelo.

Na Tabela 32, apresenta-se a análise comparativa de custos de materiais (fôrma, concreto e armadura) empregados na combinação 1 e no edifício modelo deste estudo. Percebe-se que a combinação estrutural 1, que resultou no valor de  $\gamma_z < 1,1$  com a implantação do núcleo rígido e a elevação do  $f_{ck}$  de 30 MPa para 50 MPa nos pilares, obteve custo total de material de R\$ 2.316.064,29, apresentando um aumento no custo total de materiais (fôrma, concreto e armadura) de 2,24% em relação à estrutura do edifício modelo, que obteve custo total de material de R\$ 2.265.254,39.

Portanto, a implantação do núcleo rígido e o aumento do  $f_{ck}$  nos pilares na combinação 1 resultou em uma configuração estrutural que atendesse quanto a não necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem, classificando a estrutura de nós fixos  $\gamma_z < 1,1$  segundo item 15.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Por outro lado, essa nova configuração estrutural elevou o consumo de materiais apresentando um aumento de R\$ 50.809,92 em relação ao lançamento modelo.

Tabela 32 – Análise comparativa de custo de materiais (fôrma, concreto e armadura) entre as combinações 1 e o lançamento modelo.

Insumo	Elementos	Und	Consumo	Modelo			Combinação 1		
				Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Fôrma	Lajes, Vigas e Pilares	m <sup>2</sup>	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44	19.691,46	25,95	122.638,41
Concreto	Lajes e Vigas	m <sup>3</sup>	1,05	2.402,17	315,07	794.694,29	1.642,78	315,07	543.470,19
	Pilares						869,500108	451,57	412.272,17
Armadura	Lajes, vigas e pilares	kg	1,10	277.672,00	4,43	1.353.095,66	253.988,00	4,43	1.237.683,52

Fonte: Autora (2018).

## 7 CONCLUSÕES

Ao se projetar uma estrutura, é imprescindível o conhecimento do sistema estrutural que será utilizado, bem como o domínio do *software* que será empregado no dimensionamento da estrutura, conhecendo-se os critérios e os modelos apresentados no mesmo.

O desenvolvimento de parâmetros para avaliar a estabilidade de uma estrutura de forma simples e dispensando análises mais precisas de segunda ordem contribui para que os projetos sejam mais bem analisados antes da solução final, proporcionando assim melhores resultados e reduções no tempo de elaboração. O desenvolvimento de *softwares* cada vez mais refinados, permitiu que os métodos de determinação dos efeitos de segunda ordem proporcionem maior credibilidade nos resultados obtidos.

No entanto, as análises numéricas tentam retratar da maneira mais fiel a execução da estrutura real sujeita às imperfeições geométricas, comportamento não linear dos materiais, variabilidade das ações consideradas, eventual falha de algum elemento estrutural, entre outras situações que venham a distanciar o modelo idealizado da estrutura executada. Por isso, a importância de se conhecer as formulações utilizadas no programa numérico para desenvolvimento do projeto estrutural.

Os lançamentos realizados neste trabalho foram desenvolvidos no software CYPECAD e serviram para avaliar algumas características das edificações que devem ser levadas em conta na análise da estabilidade e de certa forma aproximar mais o modelo idealizado ao sistema estrutural real.

Ao realizar o lançamento de uma estrutura, o projetista se depara com inúmeras possibilidades de posicionamento dos elementos estruturais, entretanto há o aspecto em que o projeto de arquitetura pode inviabilizar um determinado sistema estrutural, devido a suas particularidades e imposições.

Os lançamentos realizados neste trabalho de dissertação tiveram como objetivos tornar a estrutura inicialmente de nós móveis ( $\gamma_z \geq 1,1$ ) em estruturas de nós fixos ( $\gamma_z \leq 1,1$ ), para não levar em consideração os efeitos de segunda ordem. Para isso, foram realizadas modificações na tipologia do sistema estrutural sem que ocorresse modificações no projeto arquitetônico.

Inicialmente, o lançamento modelo apresentava valores do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  na direção  $x$  de 1,236 e na direção  $y$  de 1,117, sendo classificada como uma estrutura de nós móveis segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

A partir dos seis lançamentos apresentados, verificou-se que os lançamentos 1 e 2 apresentaram reduções no parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , onde estes lançamentos foram caracterizados pelo aumento da resistência do concreto nos pilares e nos pisos respectivamente. Ressaltando que foram obtidos os valores 1,218 na direção  $x$  e 1,100 na direção  $y$  para o lançamento 1, e 1,178 na direção  $x$  e 1,098 na direção  $y$  para o lançamento 2. Portanto, apenas na direção  $y$  ambos os lançamentos podem ser caracterizados como estruturas de nós fixos.

No lançamento 3 não se obteve reduções do parâmetro de instabilidade com a implantação das faixas, haja vista que as mesmas apresentam a mesma configuração estrutural dos maciços implantados nos pilares, contribuindo para o aumento da armadura nesta região e consequentemente no aumento do parâmetro de instabilidade, apresentando valores de 1,250 na direção  $x$  e 1,123 na direção  $y$ .

O lançamento 4 consistiu na modificação da posição dos pilares sem que ocorresse alteração nas dimensões de suas seções transversais. Embora este lançamento tenha vindo a ocorrer reduções no parâmetro de instabilidade na direção  $x$  com valores de 1,192, o mesmo não ocorreu na direção  $y$ , apresentando aumento de 5,96% (1,125 na direção  $y$ ). A partir do projeto arquitetônico, pode-se verificar que o lançamento inicial já apresentava uma configuração adequada dos pilares, posicionados com a seção de maior inercia na direção  $y$ , que corresponde a direção de menor inercia da edificação.

O lançamento 5 é caracterizado pela implantação do núcleo rígido no fosso dos elevadores, apresentando valores do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  na direção  $x$  de 1,051 e na direção  $y$  de 1,124. Portanto, apenas este lançamento na direção  $x$  resultou em valor de  $\gamma_z \leq 1,1$  que caracteriza como o limite para estrutura ser definida como de nós fixos.

O lançamento 6 corresponde no aumento da espessura da laje, de 20cm de altura para 23cm, em ambas as direções o parâmetro de instabilidade apresentaram reduções, com valores na direção  $x$  de 1,218 e na direção  $y$  de 1,110.

Embora os lançamentos tenham apresentados reduções no parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , nenhum lançamento obteve resultados com  $\gamma_z \leq 1,1$  em ambas as direções, caracterizando a estrutura como de nós fixos, fazendo com que não seja necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem. Destaca-se que de todos os lançamentos, apenas o lançamento 3 apresentou aumento no parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  em ambas as direções.

Com o objetivo de tornar a edificação uma estrutura de nós fixos, foram realizadas duas combinações dos lançamentos, sendo a primeira a sobreposição do lançamento 1 com o lançamento 5, com valores do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  de 1,041 na direção  $x$  e 1,100 na

direção  $y$  e a segunda combinação corresponde a sobreposição do lançamento 2 e lançamento 5, com valores do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  de 1,047 na direção  $x$  e 1,100 na direção  $y$ .

Portanto, ambas as combinações dos lançamentos apresentaram valores do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z \leq 1,1$ , sendo possível classificar a estrutura como de nós fixos, desprezando os cálculos mais elaborados para a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Observou-se ainda que a combinação estrutural 1, que resultou no valor de  $\gamma_z \leq 1,1$  com a implantação de um núcleo rígido e a elevação do  $f_{ck}$  de 30 MPa para 50 MPa nos pilares, apresentou um aumento no custo total de materiais (fôrma, concreto e armadura) de apenas 2,24% em relação à estrutura do edifício modelo, a qual apresentava valor de  $\gamma_z > 1,1$ .

A partir dos resultados obtidos, pode-se observar que a escolha do sistema estrutural depende de muitos parâmetros que influenciam diretamente na estabilidade da edificação. Como também, a escolha do sistema estrutural a ser adotado, está diretamente relacionado ao projeto arquitetônico.

## 8 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Como este assunto é muito amplo e não é possível esgotá-lo em uma dissertação, sugere-se a seguir alguns itens que poderiam ser estudados a fim de enriquecer este tema:

- Estudar as formulações de  $\gamma_z$  para a consideração de deslocamentos verticais provocados por cargas horizontais nas diversas direções do vento atuante;
- Estudar como outros fatores como o posicionamento e a grande variação na inércia de pilares ao longo da altura e a existência de pé-direito duplo entre o térreo e o primeiro pavimento alteram os parâmetros de instabilidade;
- Realizar uma análise do parâmetro de instabilidade quando ocorre variação do  $f_{ck}$  por pavimento.

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A. T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, São Paulo -SP, 1999.

ARAÚJO, J.M. **Curso de concreto armado**. Rio Grande, dunas, 2003. V.4, 2ª ed.

ARAÚJO, J. M. **Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.15, p.41 – 53, Rio Grande, Rio Grande do Sul – RS, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**, NBR 8522. Rio de Janeiro, ABNT, 2008, 16p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2014, 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo das edificações**, NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980, 6p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**, NBR 8681. Rio de Janeiro, ABNT, 2003, 18p.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de Concreto**. Notas de Aula - Faculdade de Engenharia de Bauru, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, São Paulo – SP, 2015.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em Estruturas de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Distrito Federal - DF, 2009.

BUENO J. R; LORIGGIO D. D. **Análise de efeitos de 2ª ordem: estudo de caso.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Volume 9, 2016.

CARMO, R.M.S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 1995.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** Volume 2. São Paulo – SP: Ed. Pini. 2009.

CEB/FIP - COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Manual of Buckling and Instability.** London, Thomas Telford, 1978.

CICOLIN, L. A. B. **Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos -SP, 2007.

COMELLO ENGENHARIA LTDA. **Edifício Cely Miranda.** Caruaru, 2010. Disponível em: < <http://www.comello.com.br/2010/index.php?i=interna-imoveis&id=35>>. Acesso em 14 de março de 2017.

CORELHANO, A. G. B. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado.** Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo - SP, 2010.

CYPE INGENIEROS, S.A. **Cypecad: Memória de Cálculo.** Portugal, 2013.

FEITOSA, L. A; ALVES. E. C. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Volume 8, 2015.

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.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos - SP, 2005.

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

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings.** In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro - RJ, 1991.

GELATTI, F. **Análise Não-Linear Física e Geométrica de Pórticos Planos de Concreto Armado.** Tese (Doutorado) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina – SC, 2012.

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

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais.** Editora Pini, São Paulo - SP, 2007

MACGREGOR, J.G. **Reinforced concrete – Mechanics and design.** 3a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 1997.

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

MELO, C. E. L. **Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão Normal.** Tese (Doutorado) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal – DF, 2009.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo - SP, 2011.

NETO, I. C. A. **Contribuições da estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca de rigidez entre pavimentos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Distrito Federal - DF, 2013.

PAIXÃO, J. F. M; ALVES, E.C. **Análise de estabilidade global em edifícios altos**. Revista eletrônica de engenharia civil - REEC. Volume 13, 2016.

PARISENTI, R. **Dimensionamento de lajes à punção**. Santa Catarina, 2011. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/273/666/pt-br/dimensionamento-de-lajes-a-pun%C3%A7%C3%A3o.html>. Acesso em dez 2017.

PASSOS, V. M., FEITOSA, L. A, ALVES, E. C, AZEVEDO, M. S. **Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas**. In: 57º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON). Anais. Espírito Santo - ES, 2016.

PINI. TCPO: **Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos**. São Paulo, Ed. Pini, 13ª ed., 2008.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo – SP, 1997.

REBELLO, Y.C.P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. Editora Zigurate, São Paulo – SP, 2001.

SILVA, M. A. F. da. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo – SP, 2005.

SPOHR, V. H. **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. Dissertação (Mestrado) – Centro de tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Rio Grande do Sul – RS, 2008.

TARANATH, B. S. **Torsional behavior of open section shear wall structures.** Southampton, England, University of Southampton, 1968.

TRAUTWEIN, L. M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica.** Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 2006.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2003.