

Saulo Migotto Gutierre

**ESTUDO SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DAS LAJES NA  
ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS**

Dissertação submetida ao Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil  
da Universidade Federal de Santa  
Catarina para a obtenção do Grau de  
Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Daniel Domingues  
Loriggio, Dr.

Florianópolis, 2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Gutierre, Saulo Migotto

Estudo sobre a contribuição das lajes na estabilidade global de edifícios / Saulo Migotto Gutierre ; orientador, Daniel Domingues Loriggio - Florianópolis, SC, 2016.  
144 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Estabilidade Global. 3. Análise Estrutural. 4. Lajes. I. Loriggio, Daniel Domingues. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. III. Título.



Saulo Migotto Gutierre

**ESTUDO SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DAS LAJES NA  
ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção de Título de Mestre, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 19 de dezembro de 2016

---

Prof. Glicério Trichês, Dr.  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Roberto Chust Carvalho, Dr.  
Universidade Federal de São Carlos (Videoconferência)

---

Prof. Otávio Augusto Alves da Silveira, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Carlos Antonio Menegazzo Araujo, Dr.

## *Agradecimentos*

Aos meus pais, eternos porto-seguro.

A minha querida esposa Paula, por sempre estar ao meu lado, pelo apoio, paciência e amor.

Ao professor Loriggio, responsável por despertar meu interesse em engenharia de estruturas. Obrigado pelos conhecimentos passados, paciência e conversas sempre proveitosas.

Ao Seu Tuing, por me ensinar que engenharia estrutural também é arte.

A todos os meus familiares e amigos que contribuíram com o meu crescimento de alguma forma.

E ao pequeno Gabriel que está chegando para encher nossos dias de amor e alegria.

Saulo Migotto Gutierre

## *Resumo*

Este trabalho estuda a contribuição da rigidez transversal das lajes para a estabilidade global das edificações. Em estruturas compostas por lajes lisas, aquelas onde não há vigas aparentes, a formação de pórtico para combater os esforços laterais fica comprometida. Portanto a inclusão das lajes no modelo, apesar de terem rigidez à flexão reduzida quando comparadas com as vigas, podem contribuir na estabilidade global da estrutura.

Foram desenvolvidos cinco modelos numéricos para avaliar como as lajes influenciam nos resultados dos deslocamentos laterais e nos esforços de segunda ordem, mais especificamente nos momentos na fundação. Para a avaliação dos efeitos de segunda ordem foram utilizados o coeficiente gama-z descrito na NBR-6118/2014, o parâmetro de instabilidade alfa e o P-Delta.

Conclui-se que as lajes podem aumentar significativamente a rigidez das estruturas, principalmente aquelas onde não há a presença de vigas, viabilizando certas estruturas que possuem problemas de estabilidade global.

**Palavras-chave:** Estabilidade global, lajes, análise estrutural.

# *Abstract*

This work studies the contribution of the transverse stiffness of slabs to the global stability on buildings. In flat slab structures there are no formations of beam frames to resist to the lateral loads. Therefore, the inclusion of the slabs in the model, while having reduced bending stiffness compared to beams, can contribute to the global stability of the structure.

Five numerical models have been developed to assess how the slabs influence the results of lateral displacements and second-order efforts, specifically moments in the foundation. For the assessment of second-order effects were used the gamma-z coefficient, the parameter of instability alpha and the P-Delta.

It can be concluded that the slabs can significantly increase the global rigidity of the structures, enabling some structures that suffer with global stability problems.

**Key-words:** Global stability, slabs, structural analysis

## *Lista de Figuras*

Figura 4.1- Variação da posição da linha neutra e rigidez, retirado de CILONI (1994) apud FERREIRA e GUTIERRE (2010). .....	7
Figura 4.2- Diagrama momento-curvatura para flexão simples, retirado de SILVA (2012). .....	9
Figura 4.3- Diagrama momento-curvatura para flexão composta, retirado da NBR 6118:2014.....	10
Figura 4.4- Iterações do processo P-Delta, retirado de LIMA (2001).....	13
Figura 4.5- Estrutura deformada, retirado de LIMA (2001). .....	14
Figura 4.6- Forças horizontais fictícias, retirado de LIMA (2001).....	14
Figura 4.7- Instabilidade com bifurcação do equilíbrio para material linear, retirado de BUENO (2009).....	17
Figura 4.8- Problema de segunda ordem no regime elástico, retirado de BUENO (2009).....	18
Figura 4.9- Problema de ponto limite, retirado de BUENO (2009).....	19
Figura 4.10- Problema de ponto limite, retirado de BORGES (1999).....	19
Figura 4.11- Coluna de Euler.....	21
Figura 4.12- Pilar equivalente proposto por Mário Franco, retirado de BUENO (2009).....	23
Figura 4.13- Deformada de diferentes tipos de estruturas de	

contraventamento, retirado de BUENO (2009).....	23
Figura 4.14- Relação entre $\alpha$ e $\gamma_z$ , retirado de FERREIRA e GUTIERRE (2010).....	27
Figura 4.15- Relação entre $\alpha$ e $\gamma_z$ , retirado de FERREIRA e GUTIERRE (2010).....	28
Figura 4.16- Tipologia estrutural de acordo com a altura, retirado de SILVA (2014).....	30
Figura 4.17- Associação de pórticos planos, retirado de FONTES (2005).....	31
Figura 4.18- Utilização do nó mestre [Fonte: SAP2000 <i>Analysis Reference</i> (2009)] .....	32
Figura 5.1- Sistema de coordenadas locais dos elementos de barra. ....	38
Figura 5.2- Sistema de coordenadas locais dos elementos tipo casca. ....	38
Figura 5.3- Cargas importadas para os modelos sem as lajes. ....	41
Figura 5.4- Forma do pavimento tipo da Estrutura 1.....	42
Figura 5.5- Forma do pavimento tipo da Estrutura 2A....	45
Figura 5.6- Forma do pavimento tipo da Estrutura 2C....	46
Figura 5.7- Detalhe das nervuras.....	47
Figura 5.8- Forma do pavimento tipo da Estrutura 3.....	49
Figura 5.9- Forma do pavimento tipo da Estrutura 4.....	51
Figura 5.10- Forma do pavimento tipo da Estrutura 5.....	53
Figura 6.1-Inclusão do P-Delta na análise. ....	55
Figura 6.2- Parâmetros de convergência do SAP2000.....	55

Figura 6.3- Modelo da estrutura 1A.....	56
Figura 6.4 - Modelo da estrutura 1B.....	61
Figura 6.5 - Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção X. Modelo 1A, somente vento (kN.m).....	67
Figura 6.6 - Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção X. Modelo 1B, somente vento (kN.m). ....	68
Figura 6.7 - Momentos fletores nas lajes, direção X. Modelo 1A, somente vento (kN.m/m). ....	68
Figura 6.8 - Modelo numérico da estrutura 2A. ....	73
Figura 6.9 - Modelo numérico da estrutura 2A. ....	74
Figura 6.10 - Modelo numérico da estrutura 2B.....	80
Figura 6.11 - Modelo numérico da estrutura 2C.....	86
Figura 6.12 - Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y+. Modelo 2A, somente vento. ....	93
Figura 6.13 - Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y+. Modelo 2B, somente vento. ....	94
Figura 6.14 - Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y+. Modelo 2C, somente vento. ....	94
Figura 6.15 - Momentos fletores nas lajes, direção Y+. Modelo 2A, somente vento (kN.m/m).....	95
Figura 6.16 - Momentos fletores nas vigas no pórtico interno da direção Y. Modelo 2C, somente vento. ....	95
Figura 6.17 - Modelo da estrutura 3A. ....	103
Figura 6.18 - Modelo da estrutura 3B.....	108
Figura 6.19 - Momentos fletores nas vigas no pórtico interno da direção X. Modelo 3A, somente vento.....	113

Figura 6.20 - Momentos fletores nas vigas no pórtico interno da direção X. Modelo 3B, somente vento. ....	114
Figura 6.21 - Momentos fletores nas lajes, direção X. Modelo 3A, somente vento (kN.m/m).....	115
Figura 6.22 - Modelo da estrutura 4A.....	121
Figura 6.23 - Modelo da estrutura 4B.....	128
Figura 6.24 - Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y. Modelo 4A, somente vento. ....	136
Figura 6.25 - Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y. Modelo 4B, somente vento.....	136
Figura 6.26 - Momentos fletores nas lajes, direção Y. Modelo 4A, somente vento (kN.m/m).....	137
Figura 6.27 - Modelo da estrutura 5A. ....	145
Figura 6.28 – Torção na estrutura 5A.....	146
Figura 6.29 - Modelo da estrutura 5B.....	153
Figura 6.30 – Torção na estrutura 5B.....	154
Figura 6.31 - Momentos fletores nas lajes, direção X. Modelo 5A, somente vento (kN.m/m).....	160
Figura 6.32 - Momentos fletores nas lajes, direção Y-. Modelo 5A, somente vento (kN.m/m).....	161
Figura 6.33 - Detalhe do modelo com pilar como elemento sólido. ....	173
Figura 6.34 - Malha da região do pilar.....	176



## *Lista de Gráficos*

Gráfico 6.1 - Deslocamentos laterais para ELU.....	57
Gráfico 6.2 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	58
Gráfico 6.3 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY .....	58
Gráfico 6.4 - Deslocamentos laterais para ELS.....	59
Gráfico 6.5 - Deslocamentos laterais para ELU.....	62
Gráfico 6.6 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	63
Gráfico 6.7 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY .....	63
Gráfico 6.8 - Deslocamentos laterais para ELS.....	64
Gráfico 6.9 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 1A x 1B direção X.....	69
Gráfico 6.10 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 1A x 1B direção Y.....	69
Gráfico 6.11 - Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 1A x 1B Direção X. ....	70
Gráfico 6.12 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 1A x 1B Direção X.....	70
Gráfico 6.13 - Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 1A x 1B Direção Y.....	71
Gráfico 6.14 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 1A x 1B Direção Y.....	71

Gráfico 6.15 - Deslocamentos laterais para ELU.....	75
Gráfico 6.16- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	76
Gráfico 6.17- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.....	76
Gráfico 6.18- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.....	77
Gráfico 6.19- Deslocamentos laterais para ELS.....	78
Gráfico 6.20 - Deslocamentos laterais para ELU.....	81
Gráfico 6.21 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	82
Gráfico 6.22 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.....	82
Gráfico 6.23 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.....	83
Gráfico 6.24 - Deslocamentos laterais para ELS.....	84
Gráfico 6.25 - Deslocamentos laterais para ELU.....	88
Gráfico 6.26 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	88
Gráfico 6.27 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.....	89
Gráfico 6.28 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.....	89
Gráfico 6.29 - Deslocamentos laterais para ELS.....	90
Gráfico 6.30 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 2A x 2B x 2C direção X.....	96
Gráfico 6.31 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 2A	

x 2B x 2C direção Y+ .....	97
Gráfico 6.32 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 2A x 2B x 2C direção Y-.....	98
Gráfico 6.33 - Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 2A x 2B x 2C Direção X.....	99
Gráfico 6.34 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 2A x 2B x 2C Direção X. ....	99
Gráfico 6.35 - Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y+.....	100
Gráfico 6.36 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y+.....	100
Gráfico 6.37 - Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y-.....	101
Gráfico 6.38 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y-.....	101
Gráfico 6.39 – Deslocamentos laterais para ELU.....	104
Gráfico 6.40 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	105
Gráfico 6.41 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY .....	105
Gráfico 6.42 - Deslocamentos laterais para ELS.....	106
Gráfico 6.43 – Deslocamentos laterais ELU.....	109
Gráfico 6.44 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	110
Gráfico 6.45 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY .....	110
Gráfico 6.46 - Deslocamentos laterais para ELS.....	111

Gráfico 6.47 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 3A x 3B direção X.....	116
Gráfico 6.48 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 3A x 3B direção Y.....	117
Gráfico 6.49 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 3A x 3B Direção X.....	118
Gráfico 6.50 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 3A x 3B Direção Y.....	119
Gráfico 6.51 – Deslocamentos laterais ELU.....	122
Gráfico 6.52 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX+ .....	123
Gráfico 6.53 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX-.....	123
Gráfico 6.54 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY .....	124
Gráfico 6.55 - Deslocamentos laterais para ELS.....	126
Gráfico 6.56 – Deslocamentos laterais ELU.....	129
Gráfico 6.57 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX+ .....	130
Gráfico 6.58 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX-.....	131
Gráfico 6.59 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY .....	132
Gráfico 6.60 - Deslocamentos laterais para ELS.....	133
Gráfico 6.61 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 4A x 4B direção X+.....	138
Gráfico 6.62 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 4A	

x 4B direção X-.....	139
Gráfico 6.63 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 4A x 4B direção Y.....	140
Gráfico 6.64 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 4A x 4B Direção X+.....	141
Gráfico 6.65 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 4A x 4B Direção X-.....	142
Gráfico 6.66 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 4A x 4B Direção Y.....	143
Gráfico 6.67 – Deslocamentos laterais ELU.....	147
Gráfico 6.68 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	148
Gráfico 6.69 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.....	149
Gráfico 6.70 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.....	150
Gráfico 6.71 - Deslocamentos laterais para ELS.....	151
Gráfico 6.72 – Deslocamentos laterais ELU.....	155
Gráfico 6.73 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX.....	156
Gráfico 6.74 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.....	156
Gráfico 6.75 - Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.....	157
Gráfico 6.76 - Deslocamentos laterais para ELS.....	158
Gráfico 6.77 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 5A x 5B direção X.....	161

Gráfico 6.78 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 5A x 5B direção Y+ .....	162
Gráfico 6.79 - Comparação dos deslocamentos - Modelo 5A x 5B direção Y- .....	163
Gráfico 6.80 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 5A x 5B Direção X. ....	164
Gráfico 6.81 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 5A x 5B Direção Y+. ....	165
Gráfico 6.82 - Comparação dos momentos totais na base - Modelo 5A x 5B Direção Y-. ....	166
Gráfico 6.83 – Variação do $\gamma_z$ x Espessura para os modelos 1A e 1B.....	169
Gráfico 6.84 – Variação do deslocamento x Espessura para os modelos 1A e 1B .....	170
Gráfico 6.85 – Deslocamentos laterais no ELU .....	174
Gráfico 6.86 – Deslocamentos laterais no ELU .....	175

## *Lista de Tabelas*

Tabela 5.1- Pré-dimensionamento dos pilares. ....	39
Tabela 5.2- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X. .	43
Tabela 5.3- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y. .	44
Tabela 6.1 - Deslocamentos laterais para ELS.....	59
Tabela 6.2 - Deslocamentos laterais no ELS.....	65
Tabela 6.3 - Deslocamentos laterais no ELS.....	77
Tabela 6.4 - Deslocamentos laterais no ELS.....	83
Tabela 6.5 - Deslocamentos laterais no ELS.....	90
Tabela 6.6 – Valores de $\gamma_z$ .....	92
Tabela 6.7 – Valores de $\alpha$ .....	93
Tabela 6.8 - Deslocamentos laterais no ELS.....	106
Tabela 6.9 - Deslocamentos laterais no ELS.....	111
Tabela 6.10 - Deslocamentos laterais no ELS .....	125
Tabela 6.11 - Deslocamentos laterais no ELS .....	133
Tabela 6.12- Deslocamentos laterais no ELS.....	151
Tabela 6.13- Deslocamentos laterais no ELS.....	157
Tabela 6.14- Valores de $\gamma_z$ .....	169
Tabela A.1- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X. .	185
Tabela A.2 - Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y. .	185
Tabela A.3- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X. .	186

Tabela A.4 - Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.	186
Tabela A.5- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X..	187
Tabela A.6 - Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.	187
Tabela A.7- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X..	188
Tabela A.8 - Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.	188
Tabela B.9- Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 1A.....	189
Tabela B.10- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem.....	190
Tabela B.11- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem.....	191
Tabela B.12- Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 1B.....	192
Tabela B.13- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem.....	193
Tabela B.14 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem.....	194
Tabela B.15 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 2A .....	195
Tabela B.16 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem.....	195
Tabela B.17 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem.....	196
Tabela B.18 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 2B.....	197
Tabela B.19 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem.....	197
Tabela B.20 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem.....	198
Tabela B.21 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 2C.....	199



Tabela B.22 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem .....	199
Tabela B.23 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem .....	200
Tabela B.24 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 3A .....	201
Tabela B.25 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem .....	201
Tabela B.26 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem .....	202
Tabela B.27 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 3B .....	203
Tabela B.28 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem .....	203
Tabela B.29 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem .....	204
Tabela B.30 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 4A .....	205
Tabela B.31 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem .....	205
Tabela B.32 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem .....	206
Tabela B.33 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 4B .....	207
Tabela B.34 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem .....	207
Tabela B.35 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem .....	208
Tabela B.36 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 5A .....	209
Tabela B.37 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem .....	209

Tabela B.38 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem.....	210
Tabela B.39 - Resultados de $\gamma_z$ para o modelo 5A .....	211
Tabela B.40 - Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem.....	211
Tabela B.41 - Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem.....	212

# Sumário

<b>1</b>	Introdução.....	1
<b>2</b>	Objetivos .....	3
	Objetivos Gerais:.....	3
	Objetivos específicos:.....	3
<b>3</b>	Justificativa .....	4
<b>4</b>	Revisão Bibliográfica .....	6
	4.1 Não-linearidade Física:.....	6
	4.2 Não-linearidade Geométrica: .....	10
	Processo P-Delta:.....	12
	Efeitos de segunda ordem: .....	15
	4.3 Instabilidade:.....	16
	Parâmetro de Instabilidade $\alpha$ : .....	20
	Coeficiente $\gamma_z$ :.....	24
	Relações entre $\alpha$ e $\gamma_z$ :.....	26
	4.4 Estruturas de Contraventamento: .....	29
	Pórticos como Estruturas de Contraventamento:..	30
	Lajes como Diafragma Rígido: .....	31
	Contribuição da Rigidez à Flexão das Lajes: .....	32
<b>5</b>	Metodologia e Descrição das Estruturas.....	37
	Estrutura 1:.....	42
	Estrutura 2A:.....	44
	Estrutura 2C:.....	46
	Estrutura 3:.....	49
	Estrutura 4:.....	50

Estrutura 5:.....	52
<b>6 Modelos Numéricos: .....</b>	<b>54</b>
6.1 .1 Modelo 1A .....	56
6.1 .2 Modelo 1B: .....	61
6.1 .3 Comparação 1A x 1B:.....	67
6.2 .1 Modelo 2A: .....	73
6.2 .2 Modelo 2B: .....	80
6.2 .3 Modelo 2C: .....	86
6.2 .4 Comparação 2A x 2B x 2C:.....	92
6.3 .1 Modelo 3A: .....	103
6.3 .2 Modelo 3B: .....	108
6.3 .3 Comparação 3A x 3B:.....	113
6.4 .1 Modelo 4A: .....	121
6.4 .2 Modelo 4B: .....	128
6.4 .3 Comparação 4A x 4B:.....	135
6.5 .1 Modelo 5A: .....	145
6.5 .2 Modelo 5B: .....	153
6.5 .3 Comparação 5A x 5B:.....	160
6.6 Variação da espessura das lajes: .....	168
6.7 Consideração da ligação laje-pilar:.....	172
<b>7 Conclusão: .....</b>	<b>177</b>
Referências Bibliográficas.....	179
<b>APÊNDICE A – TABELAS DE CARGAS DE VENTO.....</b>	<b>.....</b>
Estrutura 2:.....	185
Estrutura 3:.....	186
Estrutura 4:.....	187
Estrutura 5:.....	188

APÊNDICE B – TABELAS DE $\gamma_z$ , DESLOCAMENTOS E MOMENTOS.....	189
Modelo 1A:.....	189
Modelo 1B:.....	192
Modelo 2A:.....	195
Modelo 2B:.....	197
Modelo 2C:.....	199
Modelo 3A:.....	201
Modelo 3B:.....	203
Modelo 4A:.....	205
Modelo 4B:.....	207
Modelo 5A:.....	209
Modelo 5B:.....	211



# 1 *Introdução*

Com o crescimento populacional e a diminuição das áreas dos terrenos em grandes centros urbanos a verticalização dos edifícios é a solução mais viável do ponto de vista econômico.

Edifícios com lajes lisas, isto é, sem vigas aparentes, têm sido escolhidos cada vez mais rotineiramente em projetos devido à maior flexibilidade de layout; possibilidade de menor pé-direito, acarretando em uma edificação com altura final menor; facilidade de execução, já que há menor consumo de fôrmas e menos recortes, além de facilitar a execução de instalações, pois não há furação de vigas para passagens de tubulações, etc.

No entanto, a estabilidade global tem sido um dos principais fatores limitantes nos projetos estruturais de edifícios altos com lajes lisas, já que não há formação de pórticos de vigas e pilares para o contraventamento da estrutura, cabendo, em princípio, somente aos pilares e núcleos de grande rigidez esta tarefa.

Nestes casos os efeitos de segunda ordem podem ser muito grandes, causando um grande acréscimo de armadura nos elementos estruturais ou em aumento excessivo das dimensões dos pilares, o que pode gerar interferências indesejadas no projeto arquitetônico. Em casos extremos, a solução estrutural precisa ser alterada para que o projeto possa ser viabilizado.

Antigamente, era muito comum selecionar algumas partes da estrutura (pilares de grande rigidez e núcleos rígidos) para

absorver as cargas de vento, fazendo com que os outros elementos estruturais fossem responsáveis por absorver somente as cargas gravitacionais. Atualmente, as ferramentas computacionais disponíveis permitem ao engenheiro elaborar modelos mais completos, como os depórticos espaciais, onde vigase pilares também fazem parte das estruturas de contraventamento, o que acaba possibilitando projetos cada vez mais esbeltos e econômicos. Porém, vale salientar que a definição de estruturas de contraventamento, apesar de ser uma maneira mais simplista, podem ser soluções interessantes, como nos casos em edificações muito altas, onde existem elementos responsáveis por enrijecer lateralmente as estruturas. Geralmente, estas definições levam a soluções a favor da segurança

No atual estágio tecnológico, computadores com maior capacidade de processamento nos permite incluir uma quantidade maior de elementos sem que haja perda significativa de tempo de processamento, assim o modelo numérico pode ter mais elementos para simular de forma mais acurada a estrutura concebida, permitindo a inclusão de elementos como as lajes nos modelos, o que não era usual anos atrás. Portanto, para estruturas com muitos limites arquitetônicos (pé-direito, largura das peças estruturais) a inclusão das lajes para a verificação da estabilidade global das estruturas passa a ser uma importante variável no equacionamento do problema de estabilidade das estruturas.



## 2 *Objetivos*

### **Objetivos Gerais:**

O principal objetivo deste trabalho é avaliar a influência das lajes na análise de estabilidade global de edifícios com diversas soluções estruturais para pavimentos.

### **Objetivos específicos:**

Os objetivos específicos são:

- Estudo de edificações com diferentes soluções estruturais
- Análise de diferentes modelagens estruturais para a inclusão da laje
- Comparação da influência das lajes no Parâmetro de instabilidade alfa e Coeficiente gama-z;
- Análise de estrutura esbelta utilizando o processo P-Delta;
- Verificação dos deslocamentos para o estado limite de serviço;
- Análise dos Momentos fletores na fundação.

### 3 *Justificativa*

Na NBR 6118/2004 a análise de estabilidade global passou a ser mais rigorosa. Assim, em estruturas que não são possíveis formar pórticos ou usar um sistema de contraventamento com rigidez suficiente, fica muito difícil atender os limites impostos pela referida norma.

Desta forma, o presente trabalho foi motivado pela dificuldade de conseguir resultados satisfatórios de estabilidade em estruturas de lajes lisas com os modelos tradicionais, mas que podem ser solucionados de maneira razoável com a inclusão das lajes no modelo.

No entanto, apesar de ser um modelo mais refinado que o modelo de pórtico espacial clássico, também é um modelo que precisa ser mais estudado, já que não é comum o seu uso nos projetos atualmente. Além disto, este modelo pode apresentar problemas de concentração de esforços na ligação com os pilares, assim como um difícil detalhamento de lajes, afinal os esforços de vento deverão ser considerados no dimensionamento das mesmas. Esta dificuldade advém do vento incidir na estrutura de diferentes lados, podendo inverter os esforços oriundos de cargas gravitacionais.

As lajes, quando consideradas a sua rigidez à flexão para resistir às cargas laterais, se comportam similarmente às vigas-faixa, formando pórticos com os pilares. Evidentemente, esses “pórticos” dependem muito da espessura adotada em projeto, afinal, lajes

pouco espessas, provavelmente, terão pouca influência na rigidez da estrutura, ainda mais no ELU onde estas já estão muito fissuradas, e, conseqüente, com inércia reduzida.

## 4 *Revisão Bibliográfica*

### 4.1 Não-linearidade Física:

Em estruturas de concreto armado as peças quando submetidas a determinado carregamento acabam fissurando, o que acarreta em perda de rigidez e da não aplicabilidade do comportamento elástico. Além disto, fatores como escoamento das armaduras, fluência, etc. também influenciam na não-linearidade dos elementos de concreto armado. Desta forma, neste fenômeno não haverá a proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação do material.

Para que os deslocamentos e esforços internos nas edificações sejam avaliados corretamente, é de suma importância estimar a rigidez das peças que compõem a estrutura, já que os deslocamentos estão intimamente relacionados com a rigidez destas.

A não-linearidade física do material pode ser levada em conta utilizando diagramas momento-normal-curvatura. Entretanto, segundo PINTO (1997) em grandes estruturas este procedimento pode ser trabalhoso de implementar, já que é um processo incremental e iterativo. Ademais, para adotar este processo é preciso conhecer as armaduras previamente, o que não é possível numa primeira etapa de lançamento estrutural. Por esta razão tem-se optado por utilizar rigidezes (EI) por meio de métodos aproximados.

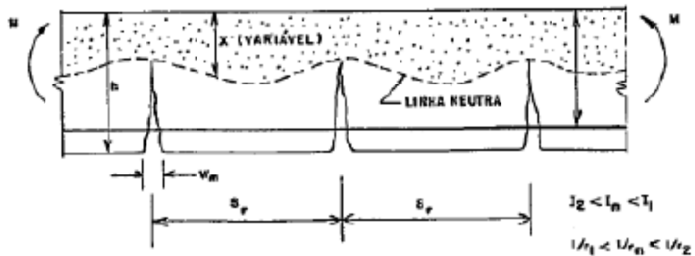


Figura 4.1- Variação da posição da linha neutra e rigidez, retirado de CILONI (1994) apud FERREIRA e GUTIERRE (2010).

Segundo KHUNTIA e GHOSH (2004) apud OLIVEIRA (2007) a taxa de armadura, a proporção de força axial e excentricidade e resistência à compressão do concreto são alguns dos fatores que influenciam na rigidez efetiva de vigas e pilares.

SILVA (1995) realizou análises não-lineares em pórticos planos de concreto armado e concluiu que, para os pórticos em estudo, as aproximações de  $0,4EI$  para vigas e  $0,8EI$  para pilares forneceram resultados satisfatórios. Esta foi a mesma conclusão de MACGREGOR e HAGE (1977) apud OLIVEIRA (2007).

HAN et al. (2009), a partir de ensaios que simulavam a ligação laje-pilar, obtiveram equações utilizando regressão não-linear para calcular o fator de redução da rigidez das lajes para o estado limite último sob forças horizontais. O fator de redução é diferente para as ligações laje-pilar interiores e exteriores e são baseadas nos momentos atuantes e momento de fissuração.

A norma brasileira NBR 6118:2014 permite utilizar as seguintes aproximações para analisar os efeitos globais de segunda

ordem:

$$\text{Lajes: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3.E_{\text{ci}}.I_c$$

$$\text{Vigas : } (EI)_{\text{sec}} = 0,4.E_{\text{ci}}.I_c \text{ para } A_s' \neq A_s \text{ e}$$

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,5.E_{\text{ci}}.I_c \text{ para } A_s' = A_s$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8.E_{\text{ci}}.I_c$$

Na NBR 6118:2007 era permitido para estruturas de contraventamento formadas somente por vigas e pilares a redução de:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,7.E_{\text{ci}}.I_c$$

Onde,  $E_{\text{ci}}$  é o módulo de deformação tangencial inicial e  $I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

Em alguns estudos realizados por MATOS (1998) apud OLIVEIRA (2007), a redução de  $0,7EI$  não se mostrou confiável. Além disto, como vigas e pilares estão submetidos a solicitações e níveis de fissuração diferentes, parece ser mais coerente adotar valores de rigidez diferentes para cada elemento. Na versão da NBR6118:2014 não consta esta redução de  $0,7E_{\text{ci}}I_c$ .

A norma brasileira também permite a considerar a NLF por meio de diagramas momento-curvatura. Para uma seção transversal de concreto armado com momento fletor atuante, haverá uma curvatura correspondente para esta peça. A relação entre ambos é dada, de forma simplificada, de acordo com a seguinte equação:

$$\frac{1}{r} = -\frac{M}{EI}$$

Na equação acima pode-se observar que há o termo que relaciona a rigidez do elemento  $EI$  com momento e curvatura da peça. No diagrama abaixo está um exemplo de diagrama momento-curvatura para uma peça submetida à flexão.

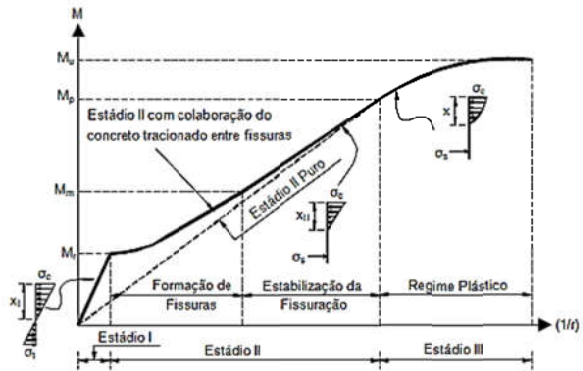


Figura 4.2- Diagrama momento-curvatura para flexão simples, retirado de SILVA (2012).

No estágio I o nível de tensões no concreto é menor do que a resistência à tração deste, portanto ainda não há o aparecimento de fissuras. As tensões se distribuem linearmente ao longo da seção transversal. O início do estágio II é caracterizado pelo  $M_f$ , momento de fissuração do concreto. Nesta etapa somente a armadura é responsável por absorver os esforços de tração, enquanto que na seção comprimida o concreto ainda apresenta distribuição linear das tensões. Finalmente, no estágio III inicia-se o escoamento da armadura ou o concreto comprimido plastifica-se. Esse estágio é caracterizado por grandes deformações, logo a intensa fissuração da peça. No seu limite ( $M_u$ ) a peça atinge o

momento de ruptura, caracterizando a ruína da mesma.

A figura 4.7 apresenta o diagrama momento-curvatura prescrito na NBR 6118:2014.

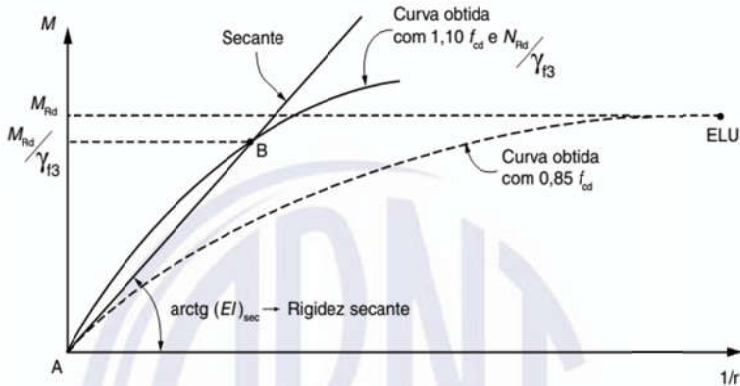


Figura 4.3- Diagrama momento-curvatura para flexão composta, retirado da NBR 6118:2014.

## 4.2 Não-linearidade Geométrica:

A não-linearidade geométrica está relacionada com os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura. Esta mudança de posição da estrutura no espaço, associada às cargas verticais atuantes na edificação, acabam por gerar efeitos de segunda ordem. Como os efeitos de segunda ordem dependem dos deslocamentos e estes estão relacionados com a rigidez da estrutura, é muito importante considerar a não-linearidade física do material durante esta análise, pois a perda de rigidez deixa a estrutura mais flexível, portanto, mais sujeita à efeitos de segunda ordem.



De acordo com OLIVEIRA (2007), dado um incremento de força, aparecerão novos deslocamentos, e como a estrutura responde de forma não-linear a distribuição de esforços não estará em equilíbrio com a ação aplicada. Portanto, haverá um esforço a ser aplicado na estrutura a fim de restaurar o equilíbrio. Por sua vez, este novo esforço aplicado gerará novos deslocamentos, calculados a partir de uma nova matriz de rigidez  $K_G$ , surgindo novamente, novos esforços. Este procedimento se repete iterativamente até que se atinja a convergência.

Segundo a NBR 6118:2014 as estruturas podem ser designadas como sendo de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, não acarretando em efeitos de segunda ordem importantes (efeitos não superiores à 10% dos de 1ª ordem). Se estes efeitos ultrapassam em mais de 10% dos da análise de 1ª ordem, a estrutura é considerada de nós móveis, portanto é obrigatória a consideração destes no dimensionamento.

Nas estruturas de nós móveis os deslocamentos horizontais são consideráveis, logo, haverá efeitos globais de segunda ordem importantes decorrentes da não-linearidade geométrica. Estes efeitos serão mais significativos quanto maior forem os deslocamentos e as cargas verticais.

$$[K_L + K_G]\{U\} = \{F\}$$

Onde:

$[K_L]$  é a matriz de rigidez elástica;

$[K_G]$  é a matriz de rigidez geométrica;

$\{U\}$  é o vetor de deslocamentos nodais;

$\{F\}$  é o vetor de forças nodais.

A convergência pode ser atingida de acordo com critérios baseados na diferença entre uma iteração e outra, podendo ter como referência forças, deslocamentos, rotações etc. Se esta diferença for menor que a tolerância estipulada, assume-se que houve a convergência.

Segundo MARIN (2009), estruturas associadas à engenharia civil são capazes de suportar pequenos deslocamentos e deformações, portanto uma formulação matricial de não-linearidade geométrica que não contemple grandes deslocamentos já traz resultados satisfatórios. Neste trabalho será usada a formulação com matriz rigidez geométrica disponível no SAP 2000.

## Processo P-Delta:

Este é um processo simplificado e de fácil implementação computacional. Apresenta bons resultados para as estruturas usuais de edifícios, e por isso mesmo é um método muito usado. Basicamente, ele substitui o momento gerado pelas cargas verticais e os deslocamentos horizontais por um binário de forças laterais aplicadas nos pavimentos da estrutura.

Os nós das estruturas sofrem deslocamentos denominados de primeira ordem quando submetidos a carregamentos horizontais e verticais. As cargas verticais que atuam nestes nós, agora deslocados, provocam novos esforços que provocam novos deslocamentos, e assim sucessivamente (figura 4.4).

Inicialmente aplicam-se os carregamentos na estrutura indeformada, obtendo, desta maneira, os efeitos de 1ª ordem. Com isso determinam-se os deslocamentos relativos entre pavimentos.

As cargas verticais aplicadas em cada pavimento geram momentos proporcionais a estes deslocamentos relativos. Estes momentos podem ser substituídos por binários equivalentes, constituídos de forças horizontais. As resultantes destas forças horizontais são denominadas forças horizontais fictícias (figuras 4.5 e 4.6).

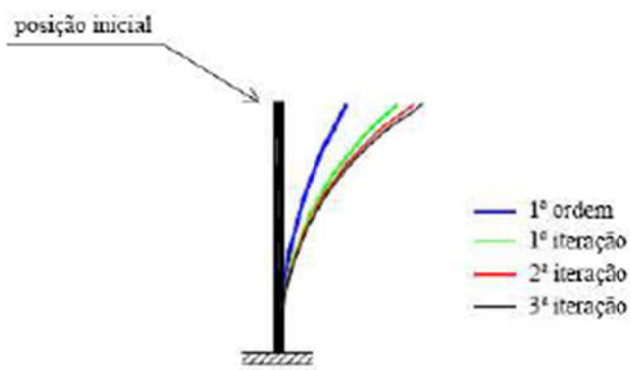


Figura 4.4- Iterações do processo P-Delta, retirado de LIMA (2001).

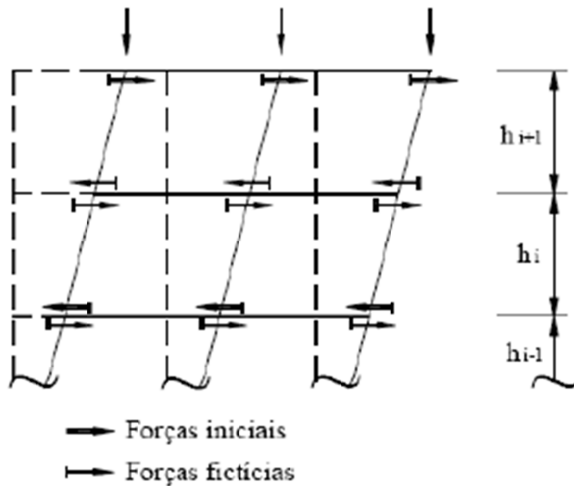


Figura 4.5- Estrutura deformada, retirado de LIMA (2001).

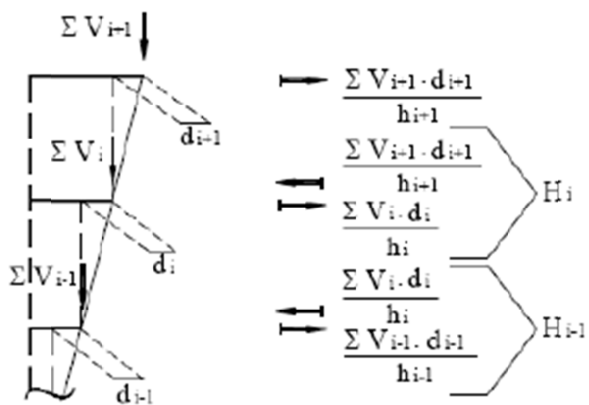


Figura 4.6- Forças horizontais fictícias, retirado de LIMA (2001).

Estas forças horizontais são dadas por:

$$H_i = \frac{\Sigma V_i \cdot d_i}{h_i} - \frac{\Sigma V_{i+1} \cdot d_{i+1}}{h_{i+1}}$$

Onde:

$V_i$  e  $V_{i+1}$  são as forças verticais acumuladas até o pavimento  $i$  e  $i+1$ , respectivamente;

$h_i$  e  $h_{i+1}$  são os pés-direitos dos pavimentos  $i$  e  $i+1$ , respectivamente;

$d_i$  e  $d_{i+1}$  são os deslocamentos horizontais relativos do pavimento  $i$  em relação ao pavimento  $i-1$  e do pavimento  $i+1$  em relação ao pavimento  $1$ , respectivamente.

Após a obtenção das forças fictícias, estas são somadas com as cargas iniciais, resultando no carregamento modificado. As forças modificadas são aplicadas novamente na estrutura, realizando todo o procedimento descrito novamente até que haja convergência dos deslocamentos ou de algum outro parâmetro satisfatório. Os esforços referentes a esse pontos são os esforços finais de segunda ordem.

### Efeitos de segunda ordem:

De acordo com a NBR6118-2014, os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos em análise de primeira ordem, portanto a análise do equilíbrio é efetuada considerando a configuração deformada da estrutura. Resumidamente, a não-linearidade geométrica é causada por estes efeitos.

Estes efeitos não precisam ser considerados nos

elementos estruturais, desde que o acréscimo nos esforços não ultrapassem em 10% os valores de primeira ordem.

### 4.3 Instabilidade:

De acordo com ZAGOTTIS (1980) *apud* BUENO (2009) uma configuração está em equilíbrio estável quando as perturbações inseridas ao sistema, as quais tendem a modificar a posição deste, resultam em movimentos pouco afastados da configuração de equilíbrio, e serão cada vez mais próximos desta quanto menor forem estas perturbações. Quando estes movimentos se afastam progressivamente da condição de equilíbrio à medida que as perturbações são inseridas no sistema, então diz-se que está em equilíbrio instável.

As estruturas estão sujeitas, basicamente, a dois tipos de problemas quando se trata do fenômeno da instabilidade: instabilidade por bifurcação do equilíbrio e problema do ponto limite.

- Instabilidade por bifurcação do equilíbrio:

Seja uma barra reta sem imperfeições geométricas e material linear sob uma carga axial crescente  $P$ , sua estabilidade estará garantida desde que  $P$  seja menor que  $P_{cr}$ , denominada de carga crítica. A partir do momento em que esta carga  $P_{cr}$  é ultrapassada a configuração se torna instável, podendo ter outras configurações de equilíbrios possíveis. Após este limite a barra pode fletir, ficando em uma configuração de equilíbrio estável ou permanecerá reta, porém se encontrará em equilíbrio instável, ou seja, qualquer perturbação irá alterar sua configuração (fig 4.7).

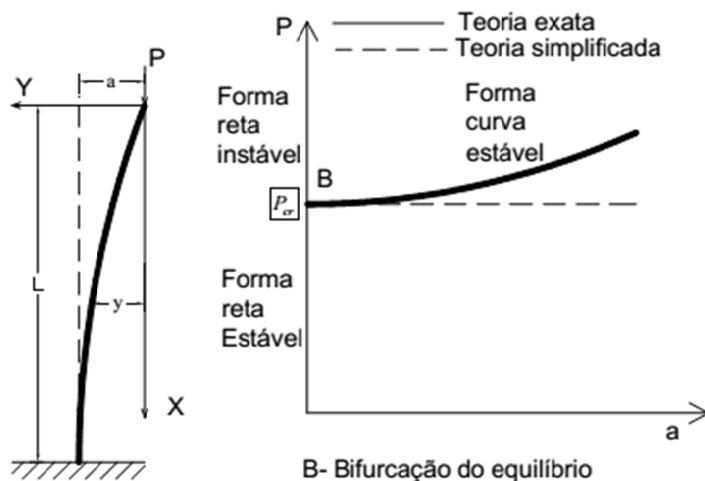


Figura 4.7- Instabilidade com bifurcação do equilíbrio para material linear, retirado de BUENO (2009).

- Problema de ponto limite:

Dada uma barra reta constituída de material linear e carregada com uma carga  $P$  com excentricidade  $e_1$ , à medida que em que os valores de  $P$  vão crescendo, aparecem novas configurações curvas da barra, sendo estas formas estáveis. Enquanto o material da barra permanecer no regime elástico, não haverá problemas de instabilidade e a ruína será causada pela ruptura do material (fig. 4.8).

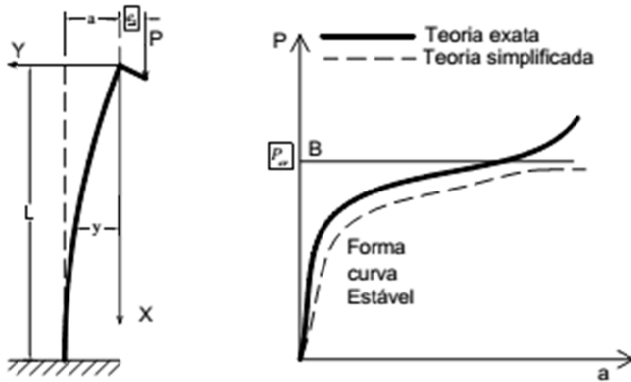


Figura 4.8- Problema de segunda ordem no regime elástico, retirado de BUENO (2009).

Já para a mesma situação, porém com a barra sendo constituída por material não-linear, o acréscimo de carga  $P$  gera um aparecimento de uma excentricidade  $e_2$  de valor crescente, até que  $P$  atinja um valor  $P_{cr}$  em que o momento externo causado por esta carga com excentricidade  $(e_1 + e_2)$  já não pode ser equilibrado pelo momento interno resistente da peça, configurando-se, assim, um caso de instabilidade onde não há bifurcação do equilíbrio (fig. 4.9 e 4.10).



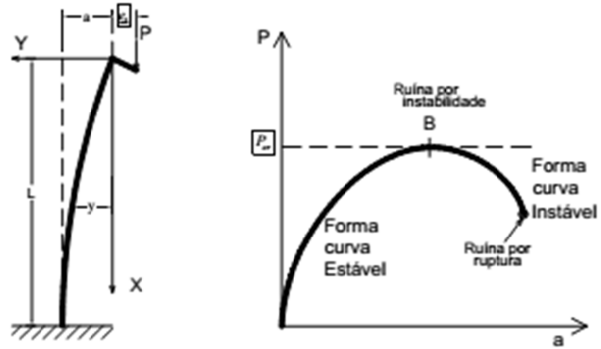


Figura 4.9- Problema de ponto limite, retirado de BUENO (2009).

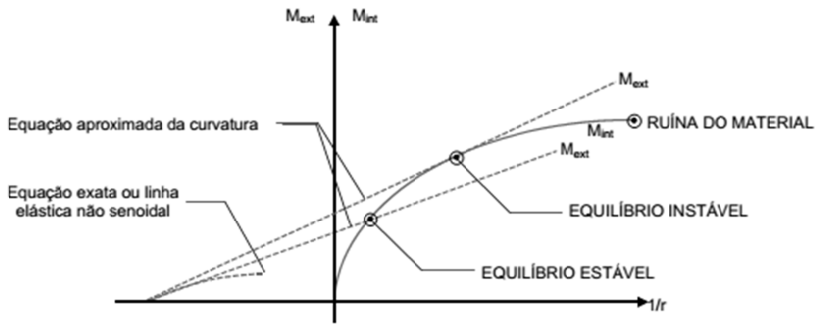


Figura 4.10- Problema de ponto limite, retirado de BORGES (1999).

Para caso dos edifícios de concreto armado, as considerações sobre a instabilidade de barras também é válida, devendo ser realizadas algumas adaptações. Em estruturas usuais, é praticamente inevitável o surgimento de imperfeições geométricas, que acabam gerando excentricidades, além das ações laterais que também acabam por deslocar a estrutura, levando ao aparecimento de efeitos de segunda ordem.

Portanto, é fundamental que seja levado em conta o dimensionamento à flexão composta das estruturas, levando em conta tanto a não-linearidade física do material, característica do concreto armado, quanto a não-linearidade geométrica, pois o equilíbrio da estrutura sempre se dará numa configuração deformada da mesma.

## **Parâmetro de Instabilidade $\alpha$ :**

Este parâmetro foi desenvolvido por Hubert Beck e GertKönig em 1966 e tem como base a teoria de flambagem de barras de Eüler. O objetivo deste parâmetro é avaliar se há necessidade ou não de se considerar os efeitos de segunda ordem, porém não é possível quantificar a importância destes.

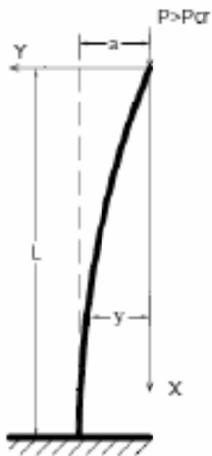


Figura 4.11- Coluna de Euler.

Segundo a NBR 6118:2014: "Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que o valor  $\alpha_1$ , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt[2]{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}}$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ para } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ para } n \geq 4;$$

$n$  é o número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

**Mestrando: Saulo Migotto Gutierre**  
**Orientador: Prof. Daniel D. Loriggio**

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

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

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

Desta maneira, é interessante definir um pilar equivalente, isto é, um que tenha rigidez igual a dos elementos que compõem os elementos da estrutura original. De posse dos deslocamentos ( $f_{pórtico}$ ) da estrutura original devido ao carregamento horizontal uniformemente distribuído, basta igualar este deslocamento ao obtido de uma barra engastada na base e com mesma altura e carregamento da estrutura original ( $f_{pilar}$ ), assim temos  $f_{pilar}=f_{pórtico}$ . O deslocamento horizontal no topo do pilar é dado por:

$$f_{pilar} = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot (EI)_{pilar}}$$

Utilizando da igualdade de deslocamentos do pilar com o do pórtico temos:

$$(EI)_{pilar} = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot f_{pórtico}}$$

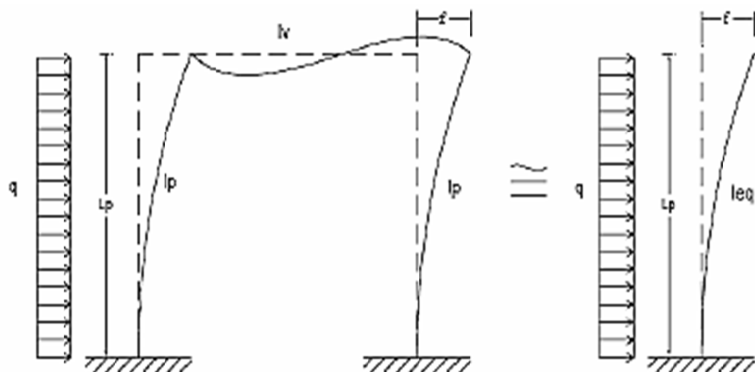


Figura 4.12- Pilar equivalente proposto por Mário Franco, retirado de BUENO (2009).

A NBR 6118:2014 ainda prescreve outros valores limites de  $\alpha$  dependendo do tipo de estrutura de contraventamento utilizado (figura 4.13).

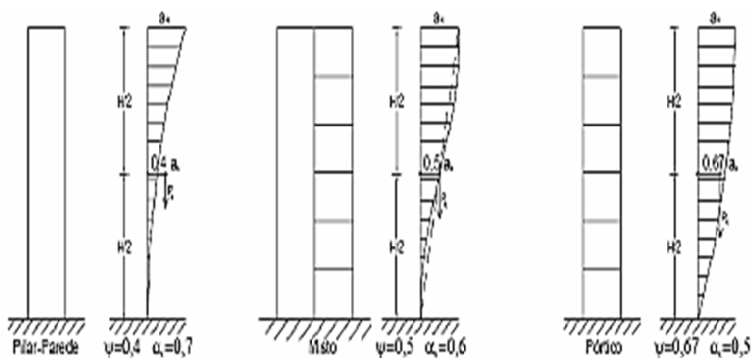


Figura 4.13- Deformada de diferentes tipos de estruturas de

contraventamento, retirado de BUENO (2009).

## Coeficiente $\gamma_z$ :

O coeficiente  $\gamma_z$  surgiu a partir dos estudos de FRANCO e VASCONCELOS (1991), e tem como principal objetivo avaliar o quão sensível é uma estrutura frente aos efeitos de segunda ordem. Sua principal vantagem com relação ao parâmetro de instabilidade  $\alpha$  é sua capacidade de estimar os efeitos de segundo ordem. Ademais, ele pode ser usado como majorador das ações horizontais de primeira ordem para obter os esforços de segunda ordem.

Durante a análise linear o carregamento horizontal gera um momento de tombamento na estrutura ( $M_1$ ). O deslocamento acarretado por esta ação gera momentos adicionais ( $M_2$ ) devido à translação das cargas verticais dos pavimentos. Por sua vez, estes momentos provocam novos deslocamentos, e assim sucessivamente até a convergência dos valores, que significa que a estrutura atingiu uma configuração estável de equilíbrio.

De acordo com a norma brasileira o coeficiente  $\gamma_z$  é obtido a partir da seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{M_2}{M_1}}$$

Onde:

-  $M_1$  é o momento de tombamento devido às forças horizontais da combinação considerada com relação à base da estrutura.

$$M_1 = \Sigma y_i \cdot H_i$$

Onde:

$y_i$  representa a altura  $i$  em relação à base da estrutura;

$H_i$  é a força do pavimento  $i$  devido ao vento.

-  $M_2$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais dos respectivos pavimentos obtidas da análise de primeira ordem.

$$M_2 = \sum P_i \cdot a_i$$

Onde:

$P_i$  representa o somatório das cargas verticais do pavimento  $i$ ;

$a_i$  representa o deslocamento horizontal do pavimento  $i$  em relação à base da estrutura.

Os esforços globais finais (1ª ordem + 2ª ordem) podem ser obtidos multiplicando as cargas horizontais por  $0,95 \cdot \gamma_z$ , desde que  $\gamma_z < 1,30$ . Se  $\gamma_z < 1,10$  os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados.

FRANCO e VASCONCELOS apud CARMO (1995) qualificam  $\gamma_z$  como uma boa forma de se estimar dos efeitos de segunda ordem, assim como amplificador de esforços. Portanto, o coeficiente  $\gamma_z$ , apesar de ser um procedimento aproximado é muito eficiente, mas deve ser utilizado com cautela em estruturas não simétricas, que possuem pilares transicionados e com mudança brusca de seção transversal entre outras situações.

## Relações entre $\alpha$ e $\gamma_z$ :

Foram realizados alguns estudos para relacionar o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , já que este possui uma grande vantagem em relação ao primeiro, pois fornece uma estimativa dos efeitos de segunda ordem, porém o parâmetro  $\alpha$  é mais difundido no meio técnico internacional.

CARMO (1995) analisou mais de 30 estruturas e chegou a seguinte relação:

$$\gamma_z = 0,90 + 0,52\alpha - 0,62\alpha^2 + 0,46\alpha^3$$

CAMPÓ, CORREA e RAMALHO (2005) analisaram 22 edifícios em alvenaria estrutural, chegando à seguinte equação:

$$\gamma_z = 0,137\alpha^2 - 0,0379\alpha^2 + 1,0103$$

Já o INSTITUTO DE ENGENHARIA apud WORDELL (2003) chegou à relação:

$$\gamma_z = 1,10 - 0,33\alpha + 0,50\alpha^2$$

Na figura abaixo, retirado do trabalho de FERREIRA e GUTIERRE (2010), podemos ver o gráfico obtido a partir destas relações. Nota-se que a equação obtida para estruturas em alvenaria estrutural fornece resultados diferentes daquelas obtidas por CARMO (1995) e INSTITUTO DE ENGENHARIA apud WORDELL (2003). Estas, por sua vez, fornecem resultados bastante próximos até  $\gamma_z$  de, aproximadamente 1,50.



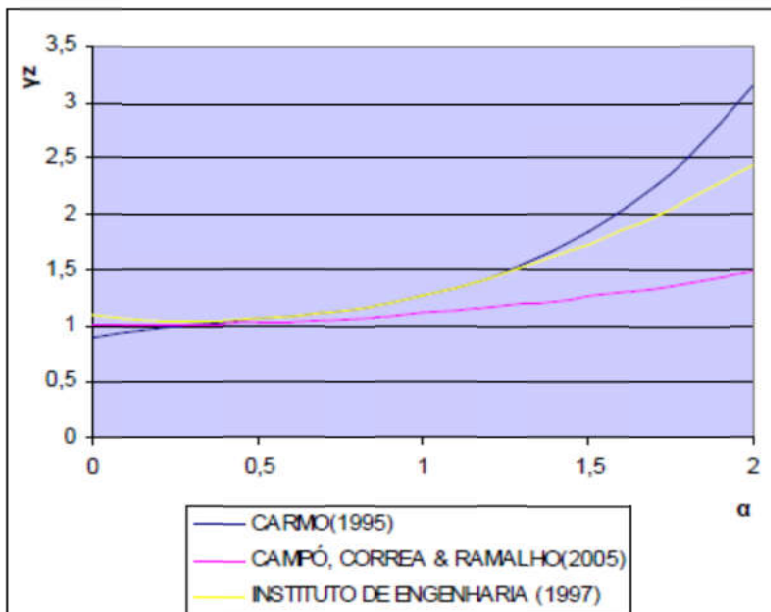


Figura 4.14- Relação entre  $\alpha$  e  $\gamma z$ , retirado de FERREIRA e GUTIERRE (2010).

No trabalho de FERREIRA e GUTIERRE (2010) foi estudada uma edificação variando o seu número de pavimentos e seção dos elementos, assim como a NLF aproximada. Ora foi usado 0,7EI para vigas e pilares, ora 0,4EI para vigas e 0,8EI para os pilares. Após as análises foi obtida a equação na figura 9.

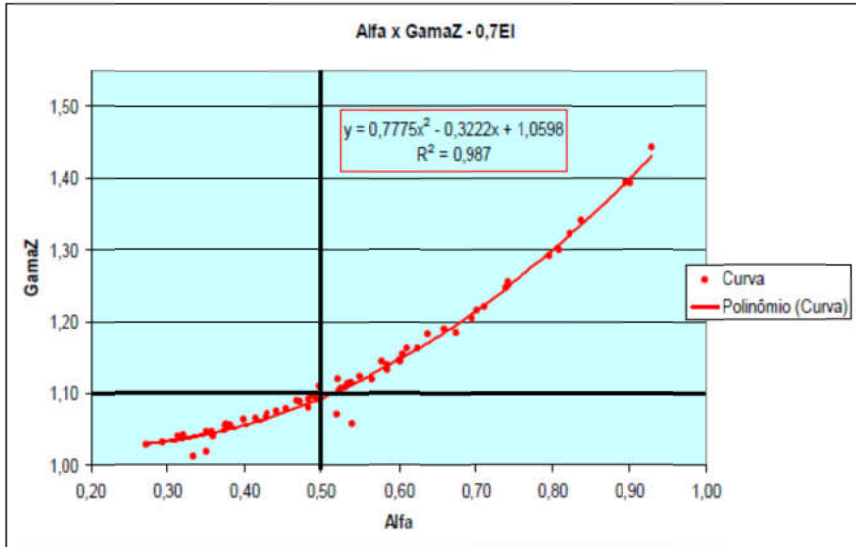


Figura 4.15- Relação entre  $\alpha$  e  $\gamma z$ , retirado de FERREIRA e GUTIERRE (2010).

Por meio da figura 4.15 é possível perceber que há uma boa relação entre os dois parâmetros de instabilidade. Inclusive, a curva obtida ultrapassa os limites recomendados em normas praticamente no mesmo ponto.

#### 4.4 Estruturas de Contraventamento:

É conveniente designar subestruturas que, devido à sua grande rigidez, absorvem boa parte dos esforços horizontais. Estas subestruturas são chamadas de estruturas de contraventamento. Já os elementos que não fazem parte destas subestruturas são chamados de contraventados.

Antigamente, devido à dificuldade de cálculo, era conveniente esta separação. Hoje em dia, com o advento dos programas computacionais que possibilitaram o uso de modelos cada vez mais refinados (pórtico espacial, por exemplo) esta separação não faz tanto sentido, já que todos os elementos contribuem, em menor ou maior grau, na estabilidade da estrutura. No entanto, os elementos com maior rigidez acabam por resistir boa parte dos esforços horizontais.

Há várias opções possíveis para as estruturas de contraventamento. De acordo com PINHEIRO e CARVALHO (2009), pórticos, caixas de elevadores e de escadas e pilares-parede são as mais comuns para estruturas de até 30 pavimentos. A figura 4.16 apresenta diferentes tipologias estruturais e a partir de qual altura elas passam a ser aplicáveis.

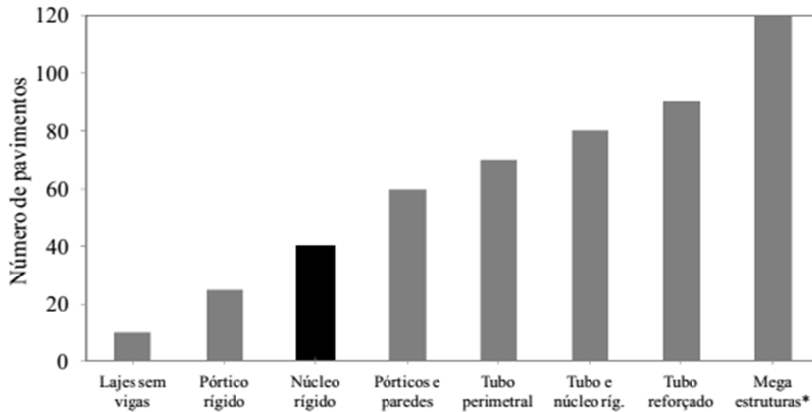


Figura 4.16- Tipologia estrutural de acordo com a altura, retirado de SILVA (2014).

## Pórticos como Estruturas de Contraventamento:

Nas estruturas de edifícios os pórticos são formados por vigas e pilares. Segundo MARIN (2009), as estruturas podem ser modeladas, basicamente, de três formas: pórtico plano, pórticos planos associados (figura 4.6) e pórtico espacial. Além disso, MARIN (2009) atenta ao fato de que pórticos planos associados conseguem representar de maneira satisfatória a resposta de uma estrutura simétrica sob carregamentos horizontais. Em estruturas assimétricas os melhores resultados são obtidos para modelos de pórtico espacial. FONTES (2005) ressalta que os modelos de pórticos planos não são capazes de avaliar os efeitos de torção corretamente, e em estruturas muito assimétricas estes efeitos podem ser importantes.

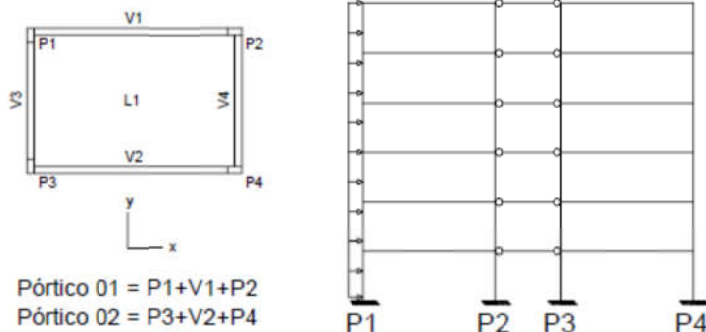


Figura 4.17- Associação de pórticos planos, retirado de FONTES (2005).

### Lajes como Diafragma Rígido:

É prática usual considerar as lajes dos pavimentos como diafragma rígido, isto é, um elemento com rigidez axial infinita, tendo como função distribuir as cargas horizontais para os elementos de contraventamento. Em pórticos planos associados a modelagem é feita simulando as lajes como barras com rigidez axial muito grande e bi-rotuladas nas extremidades ligando os pórticos. Além disto, as vigas do pórtico deverão ter sua rigidez axial aumentada, assim, com estes procedimentos garante-se que todos os pontos situados em um mesmo pavimento transladem conjuntamente. Porém, CORREA (1991) afirma que em casos de lajes com grandes aberturas esta hipótese não pode ser adotada, portanto é necessária uma análise mais criteriosa nestes casos.

Nos pórticos espaciais uma forma de representar o comportamento de diafragma rígido é usando o artifício do nó

mestre. Segundo FONTES (2005), este nó pertence ao plano do pavimento em questão e todos os outros nós do pavimento têm seus graus de liberdade associados a este. Assim, todos os nós transladam de maneira conjunta.

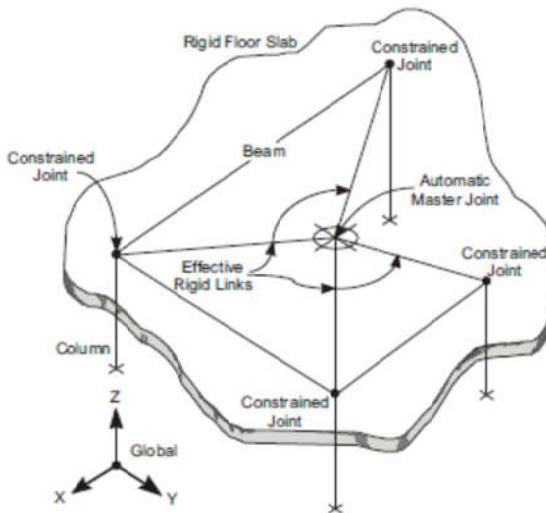


Figura 4.18- Utilização do nó mestre [Fonte: SAP2000 *AnalysisReference* (2009)]

## Contribuição da Rigidez à Flexão das Lajes:

Sem sombra de dúvidas o modelo mais utilizado nos escritórios de projeto estrutural hoje em dia é o de pórtico espacial (pilares e vigas) com as lajes tendo como principal função distribuir as cargas entre os elementos de contraventamento, não contribuindo com a rigidez lateral da estrutura. Porém, como as estruturas são contínuas, seria de se esperar que as lajes também

contribuíssem com sua rigidez à flexão quando a estrutura é submetida a esforços horizontais. Portanto, modelos que consideram a inclusão das lajes podem ser considerados mais completos que os usados atualmente pela maioria dos projetistas.

BEZERRA (1995) realizou análises de 1ª ordem sem consideração da não-linearidade física em modelos, com e sem consideração da rigidez à flexão de lajes. Nestes modelos os resultados obtidos mostraram que os deslocamentos foram 17% menores quando a laje era incluída no modelo. Além do mais, os esforços nos outros elementos estruturais, como as vigas e pilares também diminuíram. Salientou-se que quando o interesse é avaliar somente os deslocamentos da estrutura uma malha grosseira para representação da laje já seria o suficiente, contudo, para avaliar os esforços nestas seria necessária uma malha com maior refinamento.

Assim como BEZERRA (1995), MARTINS (1998) realizou estudos com relação à contribuição das lajes na distribuição dos esforços e deslocamentos de estruturas, porém, nestes estudos houve inclusão da teoria de segunda ordem. Constataram-se diferenças significativas tanto de deslocamentos laterais quanto de esforços nos elementos estruturais. Nas estruturas com consideração das lajes no modelo, tanto deslocamentos quanto esforços foram menores. Em certos casos a influência das lajes foi tão grande que os esforços e deslocamentos levando em conta a teoria de segunda ordem foram menores que os obtidos para uma análise de primeira ordem sem a consideração das lajes.

MARTINS (2001) analisou a consideração da rigidez à flexão das lajes em estruturas compostas por núcleos rígidos, e chegou a mesma conclusão do seu trabalho anterior, isto é, que as

lajes tem influência significativa na distribuição dos esforços e deslocamentos. Como no seu outro trabalho, percebeu-se que em certos casos nas análises de segunda ordem em modelos considerando as lajes os esforços e deslocamentos eram menores que nos modelos sem lajes nas análises de primeira ordem. Sugeriu-se, inclusive, que fossem feitos mais estudos para aprimorar alguns parâmetros de instabilidade, já que estes não levam em consideração a contribuição das lajes na rigidez da estrutura.

GOULART (2008) analisou edifícios praticamente sem a formação de pórticos, ao contrário dos estudos citados anteriormente. No seu trabalho pode-se perceber a grande importância das lajes em estruturas desprovidas de pórtico. Em alguns edifícios analisados a influência foi tão grande que uma estrutura com  $\gamma_z$  de 1,45 passou para 1,13 quando se considerou as lajes. Portanto, uma estrutura extremamente flexível passou a quase de nós fixos apenas com a inclusão da rigidez à flexão das lajes.

O método dos pórticos equivalentes também é muito usado para a avaliação dos esforços e deslocamentos em lajes lisas, tanto para cargas verticais quanto para cargas horizontais. Enquanto o comportamento estrutural desta tipologia estrutural é bem conhecido para cargas verticais, para cargas horizontais o comportamento do pórtico equivalente não é trivial, já que a largura da viga a ser tomada para formar o pórtico é uma incógnita muito importante.

KIM e LEE (2004) avaliaram modelos com super elementos em relação a modelos de elementos finitos e método do pórtico equivalente. No método do pórtico equivalente a largura adotada para as vigas que compunham o pórtico foi obtida por meio



do método proposto por GROSSMAN (1997). O método proposto pelos autores obteve resultados muito parecidos ao método de controle (elementos finitos) tanto para análise estática quanto dinâmica.

PARK et al. (2009) propuseram uma modificação do método do pórtico equivalente sugerido pelo ACI 318-05, e utilizaram um modelo em elementos finitos como controle. Verificou-se que, para cargas laterais, os resultados obtidos pelo método proposto dos autores foram bem semelhantes àqueles obtidos com o método dos elementos finitos. Já o modelo proposto pelo ACI forneceu resultados bem conservadores se comparados com os métodos expostos acima.

O método das larguras equivalentes proposto por BANCHIK (1987) apud PARK et al. (2009) também forneceu resultados bem próximos àqueles obtidos com elementos finitos, tanto para os esforços quanto para os deslocamentos.

CLIMENT et al. (2012) avaliaram a largura efetiva para lajes lisas submetidas a carregamentos sísmicos. Verificou-se que largura efetiva tende a aumentar a medida que o sismo se torna mais intenso e é limitada pela perda de aderência entre o concreto e a armadura de punção. Além disto, esta largura depende fortemente da quantidade e tipo de armadura resistente à punção.

SILVA (2014) desenvolveu um programa que realiza a análise não-linear geométrica de edifícios com núcleos rígidos considerando a interação do núcleo empenado e as lajes que compõem a estrutura, além de incluir a interação solo-estrutura nesta análise. Observou-se que a rigidez transversal das lajes influencia de forma relevante o comportamento dos núcleos

estruturais, principalmente em edifícios onde os efeitos torcionais são importantes. Também verificou-se que a eficiência nos núcleos estruturais dependem da rigidez de sua fundação, portanto, é muito importante levar em consideração a interação solo-estrutura nestes casos.

FEITOSA e ALVES (2015) realizaram diversos modelos para uma mesma edificação onde variaram a rigidez dos elementos, espessura das lajes, variação da carga vertical e rigidez da ligação entre laje-pilar. Para o modelo analisado, a mudança da rigidez dos elementos pouco alterou os parâmetros de instabilidade, já o aumento da espessura da laje e a rigidez da ligação tiveram influência significativa no comportamento global da estrutura. A variação da carga acidental influenciou os resultados, sendo mais estável o modelo com carga acidental menor.

PASSOS *et al* (2016) efetuaram análises para uma mesma edificação, variando o tipo de laje utilizada (protendida e nervurada) e suas espessuras, o pé-direito da estrutura, a rigidez dos seus elementos e a espessura da parede do núcleo rígido. Os resultados obtidos mostraram que o aumento da espessura dos núcleos pouco influencia nos parâmetros de instabilidade. Já o aumento da espessura das lajes, aumento da rigidez das lajes protendidas (por estarem comprimidas acabam por fissurar menos) e diminuição do pé-direito melhoraram o comportamento da estrutura no que tange a estabilidade global.

## 5 *Metodologia e Descrição das Estruturas*

Para a modelagem das estruturas foi utilizado o programa computacional SAP2000. No SAP é possível utilizar elementos de barra, placa, casca e elementos sólidos, além de outras ferramentas que possibilitam realizar diversas análises de qualquer tipo de estrutura. No entanto, neste trabalho foram utilizados somente elementos de barras (vigas e pilares) e cascas (lajes e pilares-parede).

Para todos os modelos desenvolvidos neste trabalho foram realizadas análises lineares e não-lineares geométricas, além de incluir a não-linearidade física de maneira aproximada ( $0,3EI$  para as lajes,  $0,4EI$  para vigas e  $0,8EI$  para pilares). O objetivo de incluir a não-linearidade geométrica é avaliar se o método simplificado proposto pela NBR6118:2014 apresenta bons resultados quando há inclusão das lajes no modelo.

O elemento de barra utilizado possui 6 graus de liberdade por nó. Já os elementos de casca possuem 3 ou 4 nós, cada nó apresentando 6 graus de liberdade. Nas figuras 5.1 e 5.2 estão ilustrados os sistemas de coordenadas locais para os elementos de barra (frame) e casca (shell), respectivamente.

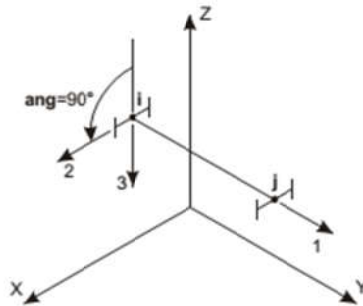


Figura 5.1- Sistema de coordenadas locais dos elementos de barra.

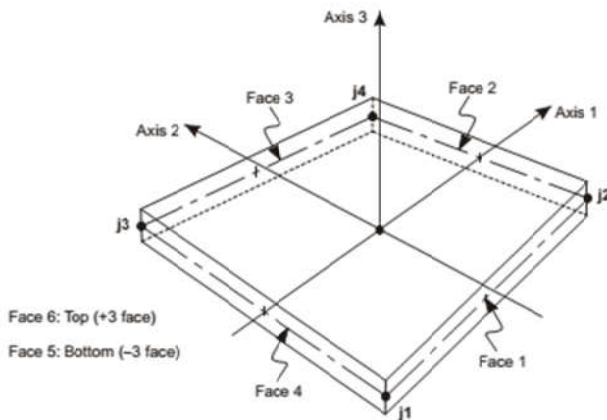


Figura 5.2- Sistema de coordenadas locais dos elementos tipo casca.

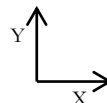
Primeiramente, foi feito um pré-dimensionamento das estruturas, tomando um cuidado especial com os pilares. Este pré-dimensionamento foi feito a partir das cargas normais obtidas para somente um pavimento, sem consideração de cargas horizontais,

isto é, com atuação exclusivamente de cargas gravitacionais. O carregamento utilizado nas estruturas será apresentado mais adiante.

De posse das cargas foi feito um pré-dimensionamento arbitrando uma taxa de armadura que é usualmente encontrada em projetos para os pilares, desta forma obtendo a área da seção transversal. A tabela 5.1 mostra um exemplo do procedimento adotado para determinar a seção transversal dos pilares nos modelos estudados.

Tabela 5.1- Pré-dimensionamento dos pilares.

Nº de lajes	1	Tipo do pilar	$\alpha$
$f_{ck}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	3	Interno (1)	1,8
$f_{yk}$ (2 <sup>o</sup> /oo) kN/cm	42	Extrema (2)	2,2
		Canto (3)	2,5



Pilar	$N_k$ (kN)	Tipo do Pilar	Carga Total(kN)	Carga total de cálculo(kN)	Taxa de armadura( $\rho$ )	Área do Pilar (cm <sup>2</sup> )	a(cm)	b estimado(cm)	b adotado (cm)	NI
P1	1102	3	2755	2755	3,0%	894,07	30	29,9	30	0,80
P2	2321	2	5106,2	5106,2	3,0%	1657,09	20	82,9	100	0,76
P3	1185	3	2962,5	2962,5	3,0%	961,41	30	32,1	30	0,86
P4	2106	2	4633,2	4633,2	3,0%	1503,59	20	75,2	90	0,76
P5	3402	1	6123,6	6123,6	3,0%	1987,27	30	66,3	95	0,78
P6	2667	1	4800,6	4800,6	3,0%	1557,92	30	52	65	0,89
P7	2136	1	3844,8	3844,8	3,0%	1247,74	20	62,4	85	0,82
P8	1922	1	3459,6	3459,6	3,0%	1122,73	20	56,2	65	0,97
P9	2721	1	4897,8	4897,8	3,0%	1589,46	30	53	75	0,79
P10	1572	2	3458,4	3458,4	3,0%	1122,34	20	56,2	55	0,93

Vale salientar que este critério justifica somente a área da seção e não a sua forma. Dependendo do tipo de esforço e da arquitetura, pode ser mais vantajoso adotar pilares mais alongados

ou com seção mais próxima de um quadrado.

As cargas de vento foram obtidas de acordo com a NBR 6123/1988. De posse destas cargas, elas foram distribuídas igualmente nos nós de seus pavimentos correspondentes. A velocidade básica de vento  $V_0$  foi tomada como sendo 43 m/s, referente à região de Florianópolis. O fator  $S_1$ , que leva em conta as variações do relevo do terreno, e o fator estatístico  $S_3$ , que leva em conta o nível de segurança requerido para a edificação foram considerados como 1 em todos os modelos do trabalho. Foi utilizado o coeficiente de arrasto para baixa turbulência.

A fundação foi considerada engastada, porém, apesar de esta hipótese não ser a mais adequada, ainda hoje é muito usada nos projetos correntes. Além disto, para se fazer uma análise de interação solo-estrutura, o primeiro passo é considerar as fundações como engastadas, e a partir destes esforços são feitas algumas iterações até se obter a convergência entre o recalque da edificação e a mola utilizada para simular a fundação. Como este não é o objetivo deste trabalho, adotou-se o engaste como condição de contorno.

Para considerar as cargas verticais nos modelos sem laje, primeiramente é realizado um modelo da estrutura (com as lajes) somente com as cargas verticais. Após isso, as reações nos nós dos elementos de cascas são importadas via excel e adicionadas nos modelos sem as lajes. Abaixo se encontra a figura 5.3 destas reações que foram adicionadas a um dos modelos. Este procedimento foi adotado para os outros modelos.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	TABLE: Joint Loads - Force									
2	Joint	LoadPat	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3	GUID
3	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
4	51	PP	GLOBAL	-0,737	-0,755	18,481	-1,1925	1,177	-0,00045	
5	73	PP	GLOBAL	0,042	0,119	-20,931	-1,1384	-0,6046	0,0014	
6	74	PP	GLOBAL	0,569	0,578	21,927	0,6786	-0,6729	-4,8E-05	
7	75	PP	GLOBAL	0,127	0,058	-20,917	0,6142	1,1303	-0,0019	
8	51	Revestimento	GLOBAL	-0,238	-0,245	7,281	-0,3814	0,3754	-0,00016	
9	73	Revestimento	GLOBAL	0,013	0,039	-8,082	-0,3817	-0,2009	0,000447	
10	74	Revestimento	GLOBAL	0,184	0,187	8,337	0,2402	-0,238	-1,9E-05	
11	75	Revestimento	GLOBAL	0,041	0,019	-8,076	0,2047	0,3785	-0,00063	
12	51	Parede	GLOBAL	-0,421	-0,426	2,445	-0,7056	0,7032	-0,00015	
13	73	Parede	GLOBAL	0,027	0,068	-3,791	-0,5648	-0,3109	0,000839	
14	74	Parede	GLOBAL	0,324	0,326	4,775	0,2582	-0,2573	-9,3E-06	
15	75	Parede	GLOBAL	0,07	0,032	-3,789	0,3124	0,5635	-0,001	
16	51	Acidental	GLOBAL	-0,318	-0,326	9,708	-0,5086	0,5005	-0,00022	
17	73	Acidental	GLOBAL	0,017	0,052	-10,776	-0,5089	-0,2679	0,000596	
18	74	Acidental	GLOBAL	0,245	0,25	11,116	0,3202	-0,3173	-2,5E-05	
19	75	Acidental	GLOBAL	0,055	0,025	-10,768	0,2729	0,5047	-0,00083	
20	75	PP	GLOBAL	-0,189	-0,476	19,863	-0,7323	1,0124	-0,0103	
21	74	PP	GLOBAL	-0,137	-0,071	-22,357	-0,665	-0,5658	-0,0033	
22	76	PP	GLOBAL	0,207	0,421	23,215	0,1498	-0,6844	0,0028	
23	77	PP	GLOBAL	0,119	0,126	-22,161	0,1829	1,1846	-0,0041	
24	75	Revestimento	GLOBAL	-0,061	-0,155	7,935	-0,2473	0,3369	-0,0033	
25	74	Revestimento	GLOBAL	-0,045	-0,023	-8,788	-0,2271	-0,1864	-0,0011	

Figura 5.3- Cargas importadas para os modelos sem as lajes.

Em todas as estruturas o concreto utilizado foi C30, tanto para vigas, pilares e lajes. Nos modelos não foram incluídos trechos-rígidos para a ligação das vigas com pilares e não considerou-se a contribuição das lajes para a formação de mesas colaborantes nas vigas. Portanto, nos modelos a inércia das vigas é relativa à seção transversal retangular.

## Estrutura 1:

Edifício em concreto armado com 20 pavimentos, possuindo um pé-direito de 3 m, totalizando 60 m de altura. Neste primeiro modelo optou-se por utilizar uma edificação com dimensão retangular em planta, com pilares alinhados e dupla simetria. A vantagem deste modelo é sua simplicidade, portanto é mais fácil de entender como a estrutura irá se comportar com a inclusão das lajes no modelo. Nos modelos numéricos da estrutura 1, denominou-se de 1A aquele onde há participação das lajes e 1B onde as lajes não estão inclusas, somente compatibilizam o deslocamento dos pavimentos.

A estrutura é composta por vigas em sua periferia e lajes maciças que se apoiam diretamente sobre os pilares. Na figura 5.4 se encontra a fôrma do pavimento tipo.

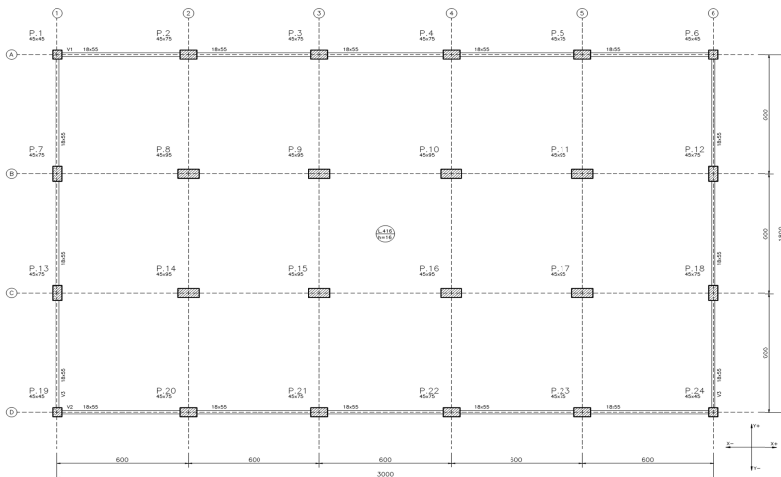


Figura 5.4- Forma do pavimento tipo da Estrutura 1.



O carregamento vertical é composto pelo peso do revestimento, carga acidental e uma carga de parede uniformemente distribuída em todo pavimento. Para revestimento foi adotado um valor de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , para carga acidental foi utilizada  $2,0 \text{ kN/m}^2$  e para carga de parede optou-se por usar  $1,0 \text{ kN/m}^2$  distribuída por todo o pavimento. Além disto, nas vigas de periferia foi utilizado carregamento de parede uniformemente distribuído, valendo  $6,37 \text{ kN/m}$ .

Já o carregamento horizontal proveniente da pressão do vento na edificação, pode ser visto nas tabelas 5.2 (cargas paralelas à x) e 5.3 (cargas paralelas à Y). As tabelas do carregamento de vento para as outras estruturas se encontram no apêndice deste trabalho.

Tabela 5.2- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X.

		Forças paralelas a X						
S1	1	Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,1	81	78,092
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,1	54	58,980
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,1	54	63,445
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,1	54	66,817
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,1	54	69,556
L <sub>1</sub>	18	18	1,033	44,43	1210,0	1,1	54	71,876
L <sub>2</sub>	30	21	1,048	45,05	1244,1	1,1	54	73,898
h	60	24	1,060	45,59	1274,3	1,1	54	75,696
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	0,6	27	1,072	46,08	1301,7	1,1	54	77,318
h/L <sub>1</sub>	3,33	30	1,082	46,52	1326,6	1,1	54	78,798
		33	1,091	46,92	1349,5	1,1	54	80,162
		36	1,100	47,29	1370,8	1,1	54	81,427
		39	1,108	47,63	1390,7	1,1	54	82,609
		42	1,115	47,95	1409,4	1,1	54	83,718
		45	1,122	48,25	1427,0	1,1	54	84,765
		48	1,129	48,53	1443,7	1,1	54	85,755
		51	1,135	48,80	1459,5	1,1	54	86,696
		54	1,141	49,05	1474,6	1,1	54	87,592
		57	1,146	49,29	1489,0	1,1	54	88,449
		60	1,151	49,51	1502,9	1,1	27	44,635

Tabela 5.3- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.

		Forças paralelas a Y						
S1		Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,35	135	159,735
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,35	90	120,640
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,35	90	129,775
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,35	90	136,672
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,35	90	142,273
L <sub>1</sub>	30	18	1,033	44,43	1210,0	1,35	90	147,019
L <sub>2</sub>	18	21	1,048	45,05	1244,1	1,35	90	151,156
h	60	24	1,060	45,59	1274,3	1,35	90	154,833
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	1,667	27	1,072	46,08	1301,7	1,35	90	158,151
h/L <sub>1</sub>	2	30	1,082	46,52	1326,6	1,35	90	161,179
		33	1,091	46,92	1349,5	1,35	90	163,968
		36	1,100	47,29	1370,8	1,35	90	166,556
		39	1,108	47,63	1390,7	1,35	90	168,973
		42	1,115	47,95	1409,4	1,35	90	171,242
		45	1,122	48,25	1427,0	1,35	90	173,382
		48	1,129	48,53	1443,7	1,35	90	175,408
		51	1,135	48,80	1459,5	1,35	90	177,333
		54	1,141	49,05	1474,6	1,35	90	179,166
		57	1,146	49,29	1489,0	1,35	90	180,919
		60	1,151	49,51	1502,9	1,35	45	91,298

Onde S<sub>1</sub> é o fator topográfico; S<sub>2</sub> é o fator que considera a influência da rugosidade do terreno; S<sub>3</sub> é o fator baseado em conceitos probabilísticos

## Estrutura 2A:

Edifício em concreto armado com 10 pavimentos, possuindo um pé-direito de 3 m, totalizando 30 m de altura. As lajes nervuradas possuem 30 cm de altura, sendo 5 cm de capa. A região maciça tem a mesma altura da laje nervurada, isto é, 30 cm.

A estrutura é composta por vigas em sua periferia e lajes nervuradas que apoiam diretamente sobre os pilares, onde há uma região maciça (capitel). Além disto, há um núcleo rígido formado pelo pilar em U do elevador. Na figura 5.5 se encontra a fôrma do pavimento tipo. Esta tipologia estrutural foi escolhida para avaliar como o parâmetro  $\gamma_z$  se comporta em estruturas sujeitas a efeitos de torção.

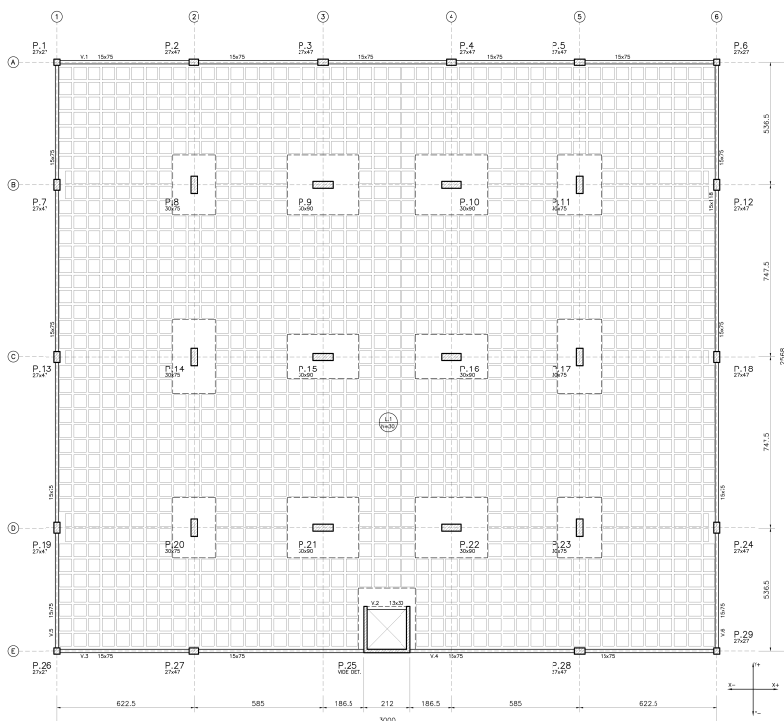


Figura 5.5- Forma do pavimento tipo da Estrutura 2A.

No capítulo 6, o modelo numérico 2A considera a contribuição das lajes, enquanto o modelo 2B elas funcionam

somente como diafragma rígido.

## Estrutura 2C:

Estrutura similar à 2A, porém, ao invés de utilizar capitéis, optou-se por vigas-faixa passando pelos eixos dos pilares.

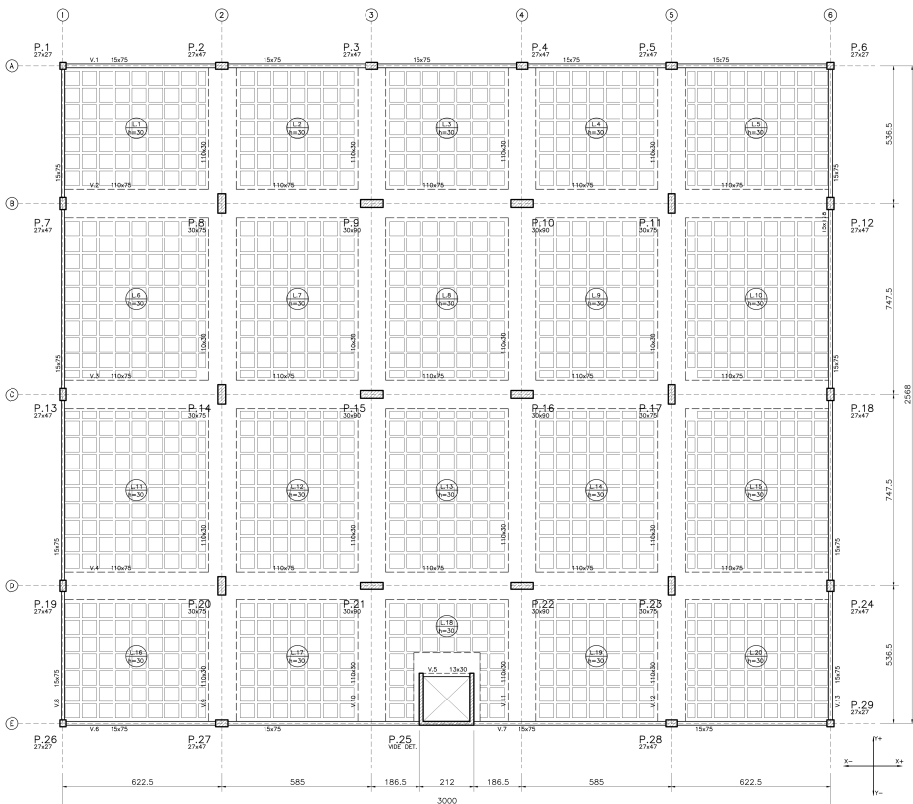


Figura 5.6- Forma do pavimento tipo da Estrutura 2C.

No modelo numérico da estrutura 2C as lajes não estão

incorporadas, trabalhando somente como diafragma rígido. As vigas-faixa foram inseridas para verificar se esta tipologia estrutural tem resultados semelhantes aos obtidos quando as lajes são consideradas de forma integral no modelo, pois esta estrutura seria muito mais simples de modelar, dimensionar e realizar o detalhamento.

Para realizar a modelagem, as lajes nervuradas foram transformadas em lajes maciças equivalentes utilizando elementos tipo shell, tanto para obter a inércia a flexão quanto a área da seção transversal.

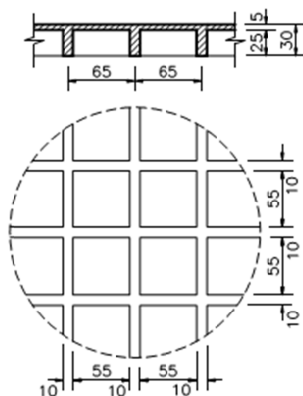


Figura 5.7- Detalhe das nervuras.

A inércia de uma seção retangular é da por:

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

A inércia à flexão da laje nervurada em questão é  $4,55 \times 10^{-4} m^4$ , portanto a altura equivalente à flexão será:

$$h_F = \sqrt[3]{\frac{12 \times I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 4,55 \times 10^{-4}}{0,65}} = 0,203 \text{ m} = 20,3 \text{ cm}$$

Já a área da seção transversal da nervura é igual a 0,0575 m<sup>2</sup>, portanto a altura equivalente será:

$$h_A = \frac{A}{b} = \frac{0,0575}{0,60} = 0,096 \text{ m} = 9,6 \text{ cm}$$

Nas regiões maciças em torno dos pilares a altura utilizada foi de 30 cm.

As vigas e pilares foram modelados com elementos de barra e com seção transversal igual à da fôrma do pavimento. Não foi considerada a contribuição das lajes para formar uma mesa colaborante para as vigas.

O carregamento vertical é composto pelo peso próprio calculado pelo software (utilizando o peso específico do concreto como sendo 25 kN/m<sup>3</sup>), peso do revestimento, carga acidental e uma carga de parede uniformemente distribuída em todo pavimento. Para revestimento foi adotado um valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, para carga acidental foi utilizada 2,0 kN/m<sup>2</sup> e para carga de parede optou-se por usar 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Além disto, nas vigas de periferia foi utilizado carregamento de parede uniformemente distribuído, valendo 5,85 kN/m.

Como as lajes nervuradas foram modeladas como maciças, calculou-se o peso do concreto e do enchimento por área. Estes valores são de 3,03 kN/m<sup>2</sup> e 0,985 kN/m<sup>2</sup>.

### Estrutura 3:

Edifício em concreto armado com 13 pavimentos, possuindo um pé-direito de 3 m, totalizando 39 m de altura. A estrutura é do tipo convencional, com as lajes apoiando nas vigas do seu entorno e estas sobre os pilares, formando pórticos em ambas as direções. Neste modelo será avaliado se as lajes tem influência significativa em estruturas bem aporticadas. Na figura 5.8 está a fôrma do pavimento tipo da estrutura 3.

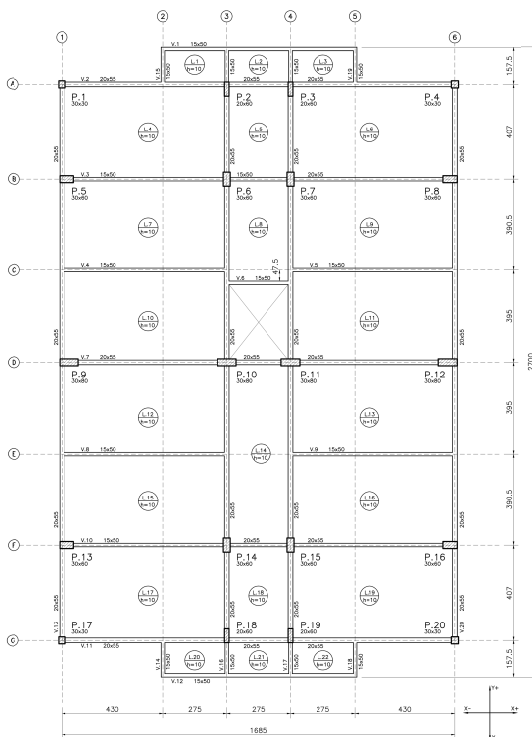


Figura 5.8- Forma do pavimento tipo da Estrutura 3.

O carregamento vertical é composto, além do peso próprio, pelo peso do revestimento, carga acidental e de parede. Para revestimento foi adotado um valor de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , para carga acidental foi utilizada  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Nas vigas de periferia e algumas internamente, foi utilizado carregamento de parede uniformemente distribuído, valendo  $6,37 \text{ kN/m}$ .

### **Estrutura 4:**

Edifício em concreto armado com 15 pavimentos, possuindo um pé-direito de 3 m, totalizando 45 m de altura. A estrutura é do tipo convencional, com as lajes apoiando nas vigas do seu entorno e estas sobre os pilares, formando pórtico, principalmente na direção X. Foram inseridas sacadas somente em um lado para ver qual o comportamento do  $\gamma_z$  em estruturas com assimetria de carregamento. Na figura 5.8 se encontra a fôrma do pavimento tipo.



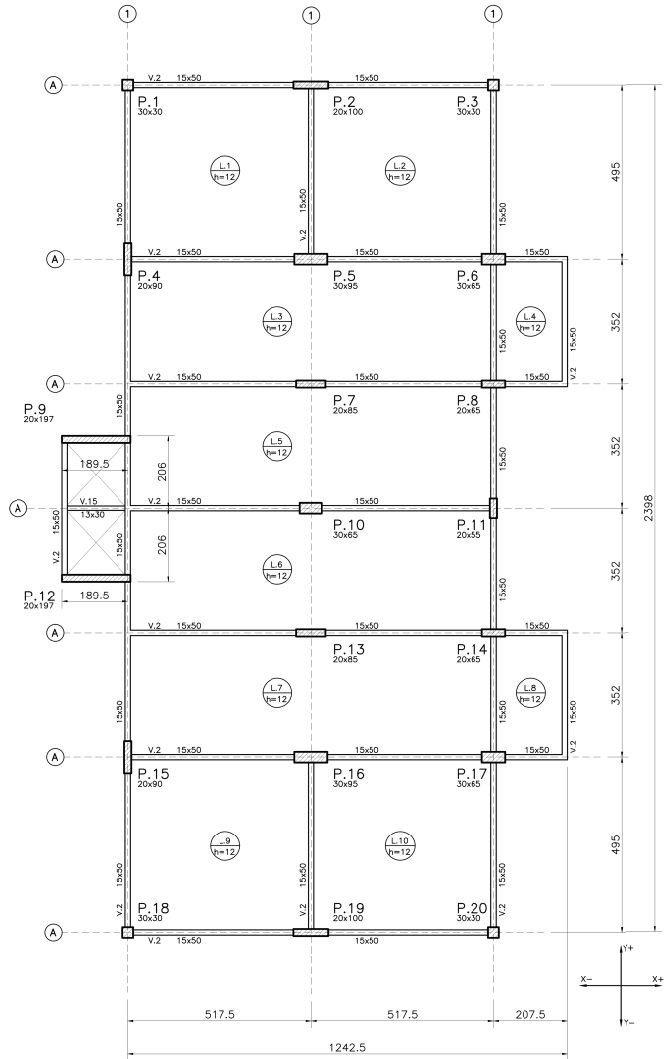


Figura 5.9- Forma do pavimento tipo da Estrutura 4.

Mestrando: Saulo Migotto Gutierrez  
 Orientador: Prof. Daniel D. Loriggio

O carregamento vertical é composto, além do peso próprio, pelo peso do revestimento, carga accidental e de parede. Para revestimento foi adotado um valor de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , para carga accidental foi utilizada  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Nas vigas de periferia e algumas internamente, foi utilizado carregamento de parede uniformemente distribuído, valendo  $5,80 \text{ kN/m}$ .

### **Estrutura 5:**

Edifício em concreto armado com 9 pavimentos, possuindo um pé-direito de 3 m, totalizando 27 m de altura. A estrutura possui laje lisa de 25 cm de espessura, apoiadas diretamente sobre os pilares. Nesta estrutura será possível avaliar de que forma a inclusão das lajes influenciam no comportamento estrutural. Na figura 5.9 se encontra a fôrma do pavimento tipo.



## 6 Modelos Numéricos:

Os cálculos para obtenção do  $\gamma_z$ , assim como as tabelas que constam os deslocamentos e os momentos na base de todos os modelos se encontram no apêndice deste trabalho. Em todos os modelos a combinação última utilizada foi  $1,4G+1,4Q+0,84V$  e para o estado limite de serviço (ELS) utilizou-se  $1,0G+1,0Q+0,3V$ . Onde G é a carga permanente, Q a carga acidental e V a carga de vento.

Os efeitos de segunda ordem foram obtidos de forma simplificada utilizando o  $\gamma_z$  como multiplicador das cargas de vento. Apesar da NBR 6118 recomendar multiplicar as cargas laterais por  $0,95\gamma_z$ , neste trabalho optou-se por utilizar o valor integral, assim é possível comparar com os resultados obtidos com a análise não-linear geométrica.

A análise não-linear geométrica foi realizada utilizando a ferramenta “P-Delta” do SAP2000. Como dito anteriormente, apesar do nome utilizado no programa, esta técnica é baseada na alteração na matriz de rigidez geométrica dos elementos e não no P-Delta clássico, onde os momentos causados pelos deslocamentos horizontais são transformados em binários de carga. Na figura abaixo é mostrado como ativar esta ferramenta no SAP2000 e seus critérios de convergência.

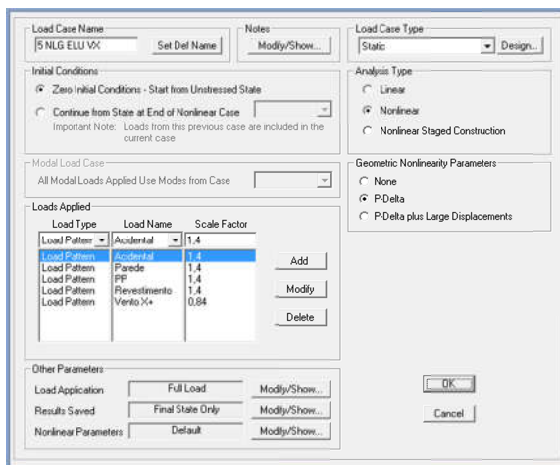


Figura 6.1-Inclusão do P-Delta na análise.

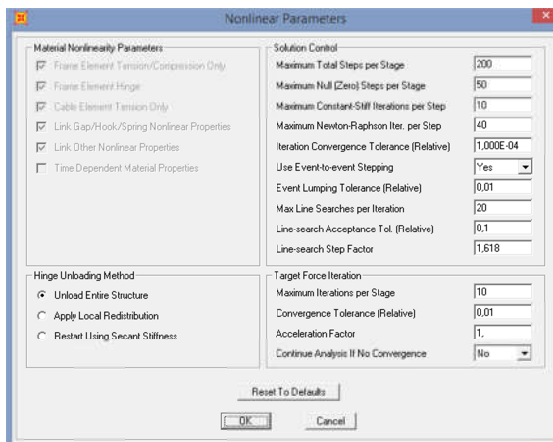


Figura 6.2- Parâmetros de convergência do SAP2000.

### 6.1 .1 Modelo 1A

A seguir serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises realizadas para a estrutura 1A. Na figura 6.3 se encontra a representação do modelo numérico da estrutura 1A, onde as lajes estão incorporadas ao modelo.

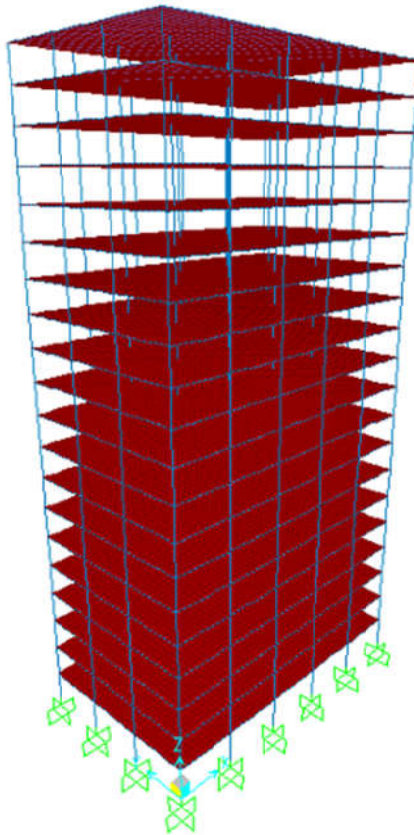


Figura 6.3- Modelo da estrutura 1A.

No modelo 1A obteve-se um coeficiente  $\alpha$  de 0,582 para a direção X e 0,664 para a Y. Já para  $\gamma_z$  os valores encontrados foram de 1,074 e 1,120 para as direções X e Y, respectivamente. No apêndice B estão as tabelas do  $\gamma_z$  para todos os modelos. No gráfico 6.1 estão apresentados os deslocamentos da edificação. Na legenda deste gráfico X e Y indicam o sentido dos deslocamentos e as siglas “1ªO”, “GZ” e “NLG” significam deslocamentos obtidos pela análise de primeira ordem, majorados pelo  $\gamma_z$  e os obtidos pela análise não-linear geométrica, respectivamente. Já nos gráficos 6.2 e 6.3 estão os momentos na base dos pilares para as direções X (VX) e Y (VY). Os deslocamentos para o estado limite de serviço estão no gráfico 6.4.

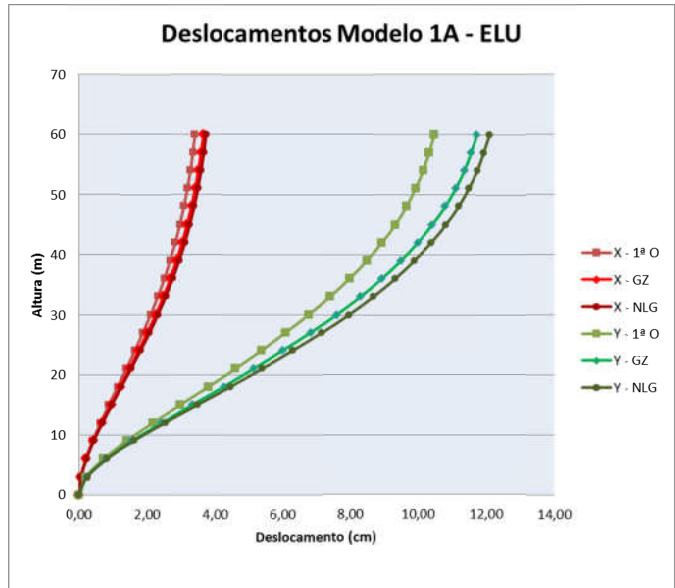


Gráfico 6.1 - Deslocamentos laterais para ELU

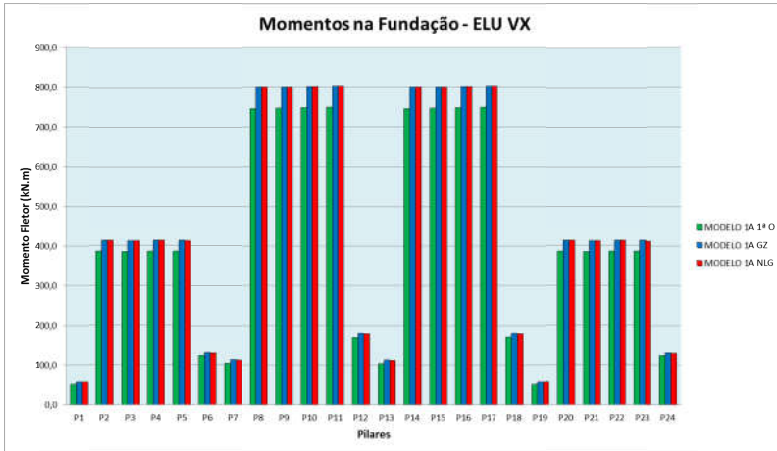


Gráfico 6.2- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

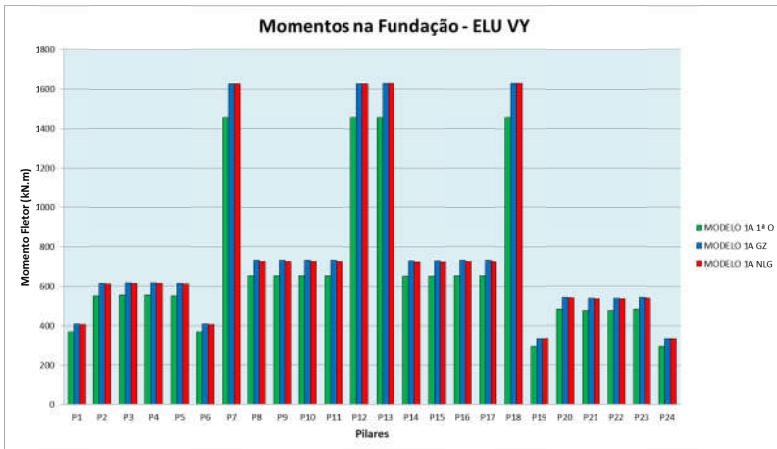


Gráfico 6.3- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY



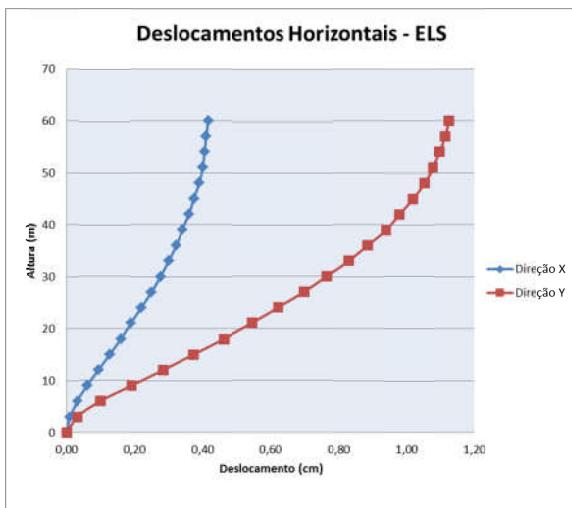


Gráfico 6.4- Deslocamentos laterais para ELS

Tabela 6.1- Deslocamentos laterais para ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)		Diferença entre Níveis	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
60	0,42	1,13	0,01	0,01
57	0,41	1,12	0,00	0,02
54	0,41	1,10	0,01	0,02
51	0,40	1,08	0,01	0,03
48	0,39	1,05	0,02	0,03
45	0,37	1,02	0,01	0,04
42	0,36	0,98	0,02	0,04
39	0,34	0,94	0,02	0,05
36	0,32	0,89	0,02	0,06
33	0,30	0,83	0,02	0,06
30	0,28	0,77	0,03	0,07
27	0,25	0,70	0,03	0,08
24	0,22	0,62	0,03	0,08
21	0,19	0,55	0,03	0,08
18	0,16	0,46	0,03	0,09
15	0,13	0,37	0,03	0,09
12	0,10	0,28	0,03	0,09
9	0,06	0,19	0,03	0,09
6	0,03	0,10	0,02	0,07
3	0,01	0,03	0,01	0,03
0	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>Dir. X</b>	<b>3,53</b>	<b>Dir. Y</b>	<b>0,35</b>

Pode-se perceber por meio dos resultados que a direção Y é mais suscetível aos efeitos de segunda ordem, como indicamos parâmetros de estabilidade. Na direção X o deslocamento máximo obtido por meio do método simplificado foi de 3,65 cm e o obtido pelo P-Delta foi de 3,72 cm. A diferença entre ambos foi de 1,9%, o que em termos de engenharia é insignificante. Em Y os deslocamentos foram de 11,73 cm e 12,10 para o método simplificado e P-Delta, nesta ordem. A diferença entre os métodos é de 3,2%, portanto o resultado obtido pelo método simplificado também foi muito bom para esta direção (gráfico 6.1). A estrutura apresentou bom comportamento em serviço, não ultrapassando os limites impostos pela norma (gráfico 6.4 e tabela 6.1).

O método simplificado também apresentou resultados excelentes para os momentos na base. Nos pilares mais rígidos, ou seja, aqueles que absorvem mais esforços, a diferença entre os métodos para avaliar os esforços de segunda ordem ocorreu somente nas casas decimais (gráficos 6.2 e 6.3).

Desta forma, pode-se concluir que para esta estrutura o  $\gamma_z$  seria bem representativo no que tange os efeitos de segunda ordem., não necessitando a utilização de um método mais refinado como a NLG.

### 6.1 .2 Modelo 1B:

A seguir serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises realizadas para a estrutura 1B. A figura 6.4 representa o modelo numérico da estrutura 1B, onde as lajes foram modeladas somente como diafragma rígido.

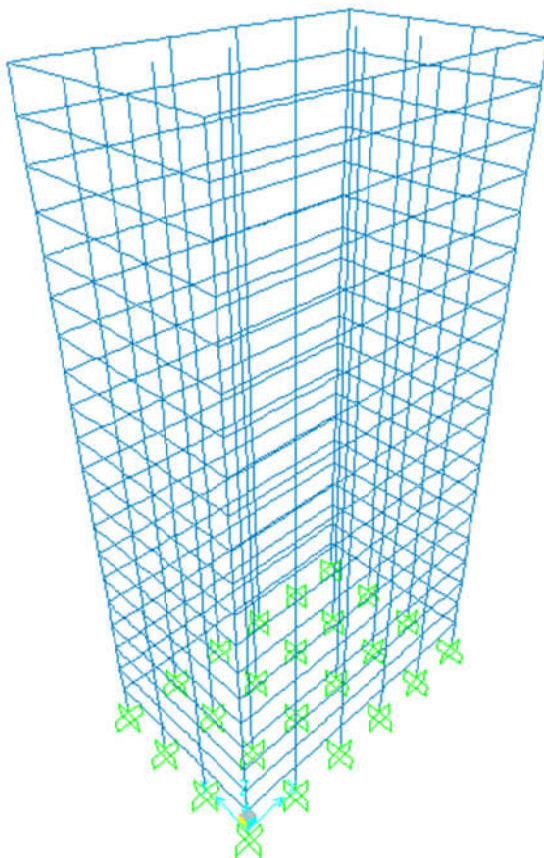


Figura 6.4- Modelo da estrutura 1B.

No modelo 1B obteve-se um coeficiente  $\alpha$  de 0,680 para a direção X e 0,925 para a Y. Abaixo encontram-se os resultados de  $\gamma_z$  para ambas direções. O  $\gamma_z$  para a direção X foi de 1,097 e para Y foi 1,190. Segundo estes parâmetros, o modelo 1B é mais suscetível aos efeitos de segunda ordem se comparado ao modelo 1A. Nos gráficos 6.5 a 6.8 são apresentados os resultados dos deslocamentos para ELU, momentos na base para a direção X, Y e os deslocamentos para ELS, respectivamente.

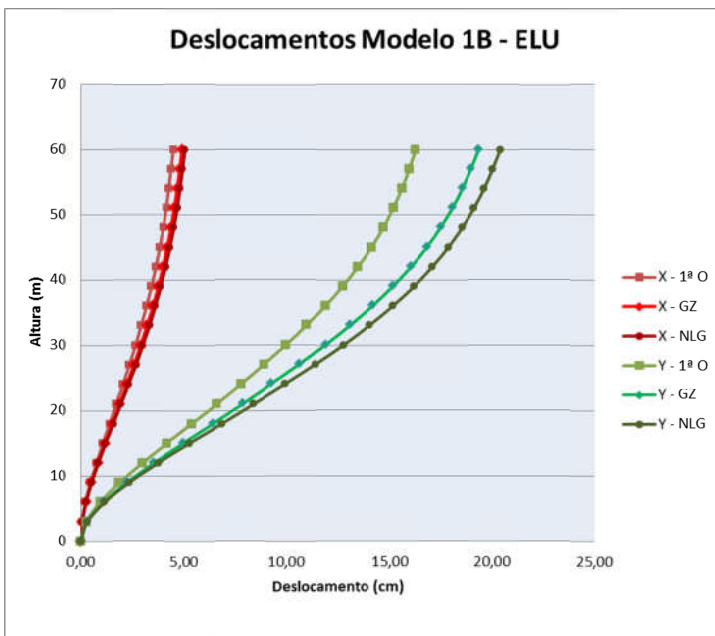


Gráfico 6.5 - Deslocamentos laterais para ELU

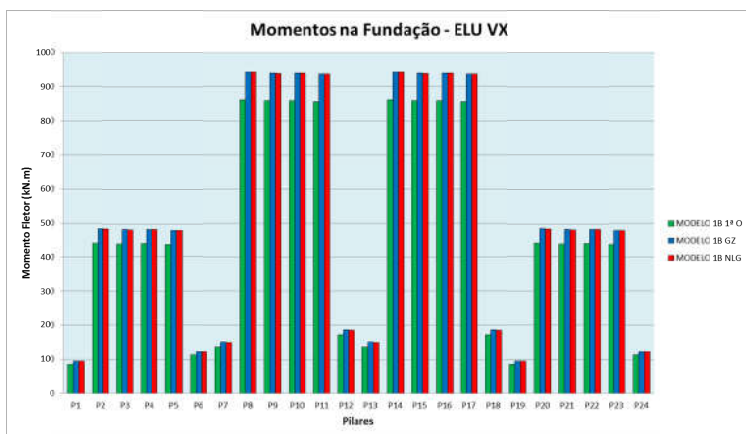


Gráfico 6.6- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

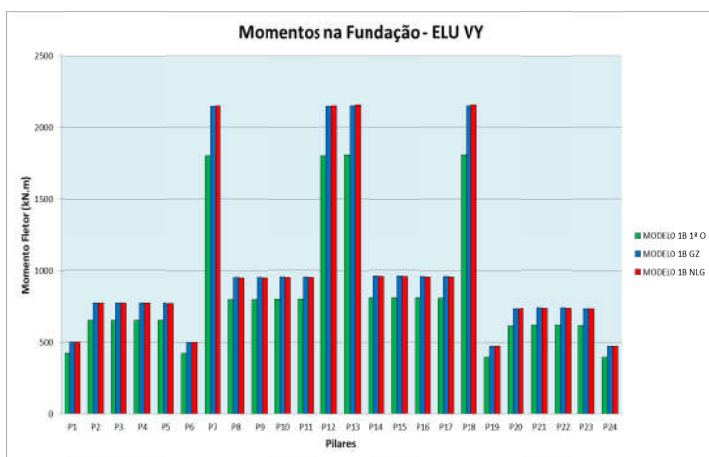


Gráfico 6.7- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY

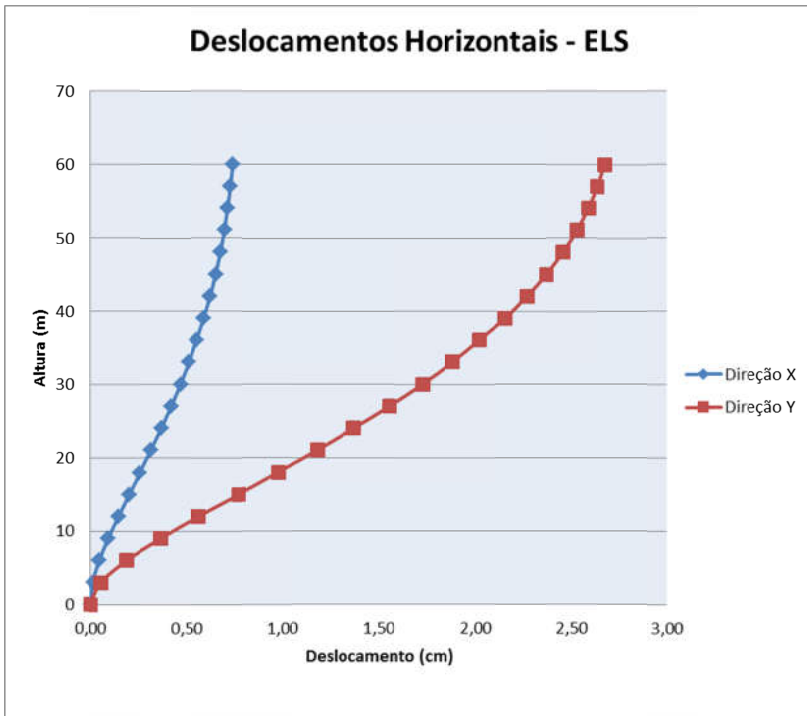


Gráfico 6.8- Deslocamentos laterais para ELS

Tabela 6.2- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)		Diferença entre Níveis	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
60	0,74	2,68	0,01	0,04
57	0,73	2,64	0,02	0,05
54	0,71	2,59	0,02	0,06
51	0,69	2,53	0,02	0,07
48	0,67	2,46	0,03	0,09
45	0,65	2,37	0,03	0,10
42	0,62	2,27	0,03	0,11
39	0,59	2,16	0,04	0,14
36	0,55	2,02	0,04	0,14
33	0,51	1,88	0,04	0,16
30	0,47	1,73	0,05	0,17
27	0,42	1,56	0,05	0,19
24	0,37	1,37	0,05	0,19
21	0,31	1,18	0,06	0,20
18	0,26	0,98	0,06	0,21
15	0,20	0,77	0,06	0,21
12	0,15	0,56	0,05	0,20
9	0,09	0,36	0,05	0,18
6	0,05	0,19	0,03	0,13
3	0,01	0,06	0,01	0,06
0	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>D<sub>lim</sub></b>	<b>3,53</b>	<b>H<sub>lim</sub></b>	<b>0,35</b>

Assim como no modelo 1A, a direção mais flexível foi Y. Para a direção X, mesmo sem a consideração das lajes, a estrutura poderia ser considerada de nós fixos, segundo a norma.

Novamente o  $\gamma_z$  teve excelentes resultados para estimar os efeitos de segunda ordem. A diferença encontrada para os deslocamentos utilizando o método simplificado e o P-Delta foi de 2,9% para a direção X e de 5,4% para Y (gráfico 6.5). No que concerne o ELS, a estrutura atendeu os limites impostos pela NBR 6118:2014 (tabela 6.2).

Os momentos na base encontrados por meio do método simplificado foram praticamente os mesmos aos obtidos pelo P-Delta, conforme os gráficos 6.6 e 6.7.



### 6.1 .3 Comparação 1A x 1B:

Com os dados apresentados acima fica evidente que as lajes atuam de forma a enrijecer o modelo, principalmente na direção mais flexível, onde elas têm maior importância. No modelo 1A o  $\gamma_z$  da direção X foi de 1,074 e na direção Y 1,120. Já para o modelo 1B os valores de  $\gamma_z$  foram 1,097 e 1,190 para as direções X e Y, respectivamente. O coeficiente alfa também apresenta resultados similares, aumentando de forma mais intensa na direção mais deformável.

Os pórticos da fachada são mais solicitados pelas cargas laterais no modelo 1B (figuras 6.5 e 6.6), já que no modelo 1A a presença das lajes formam o que seriam equivalentes a pórticos internos adicionais que absorvem parte das cargas, aliviando os esforços nos pórticos de fachada (figura 6.7).

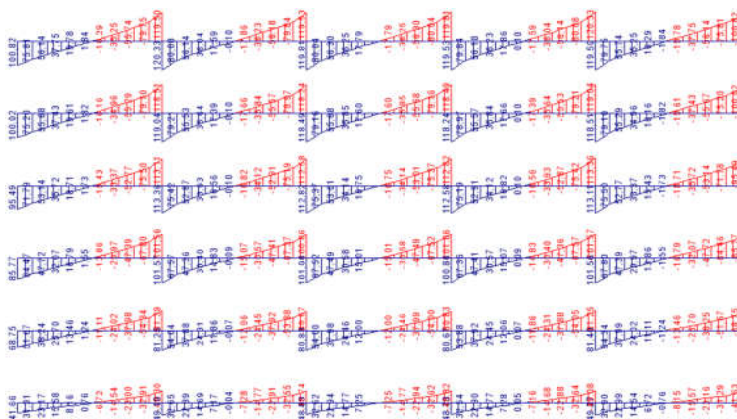


Figura 6.5- Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção X. Modelo 1A, somente vento (kN.m).

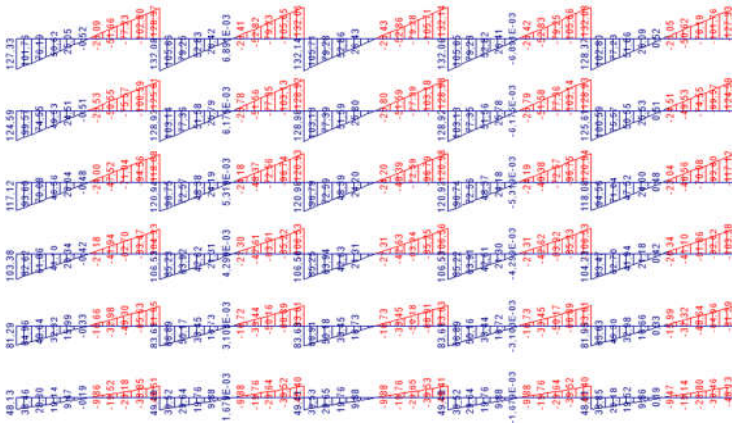


Figura 6.6- Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção X. Modelo 1B, somente vento (kN.m).

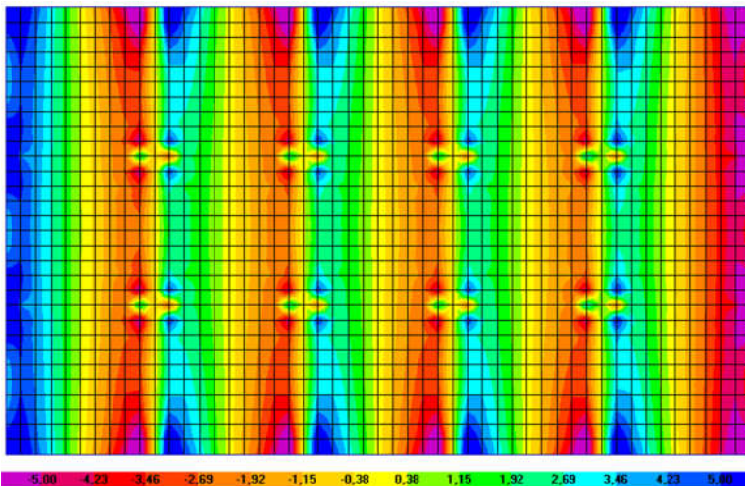


Figura 6.7- Momentos fletores nas lajes, direção X. Modelo 1A, somente vento (kN.m/m).

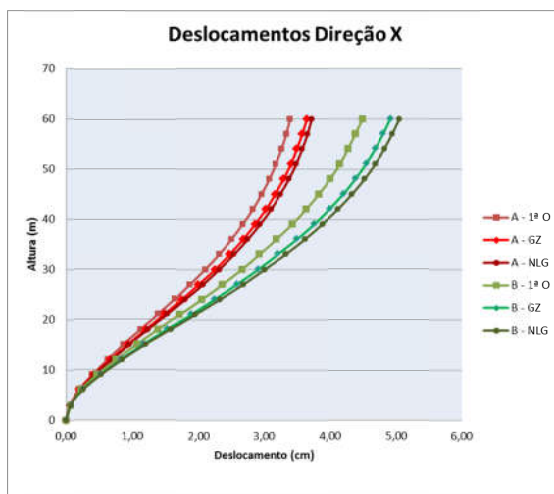


Gráfico 6.9- Comparação dos deslocamentos -Modelo 1A x 1B direção X.

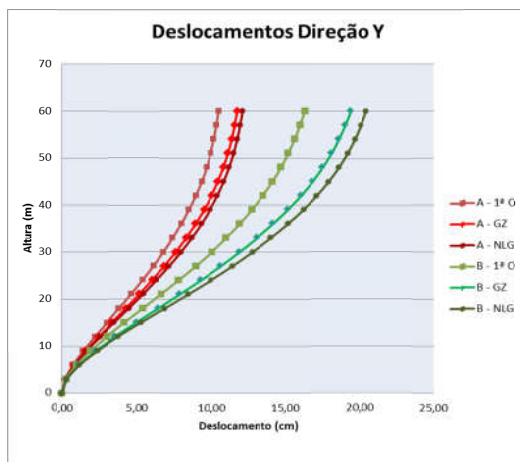


Gráfico 6.10- Comparação dos deslocamentos -Modelo 1A x 1B direção Y.

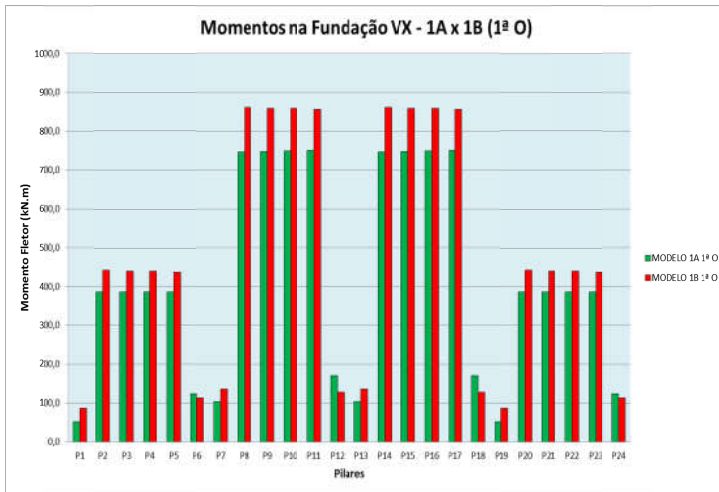


Gráfico 6.11- Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 1A x 1B Direção X.

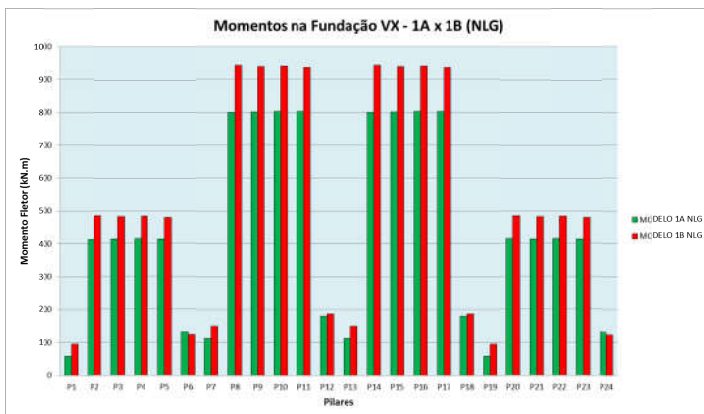


Gráfico 6.12- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 1A x 1B Direção X.

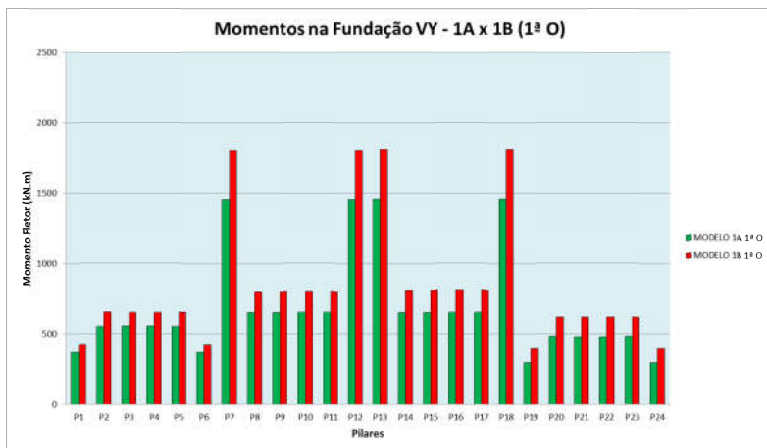


Gráfico 6.13- Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 1A x 1B Direção Y.

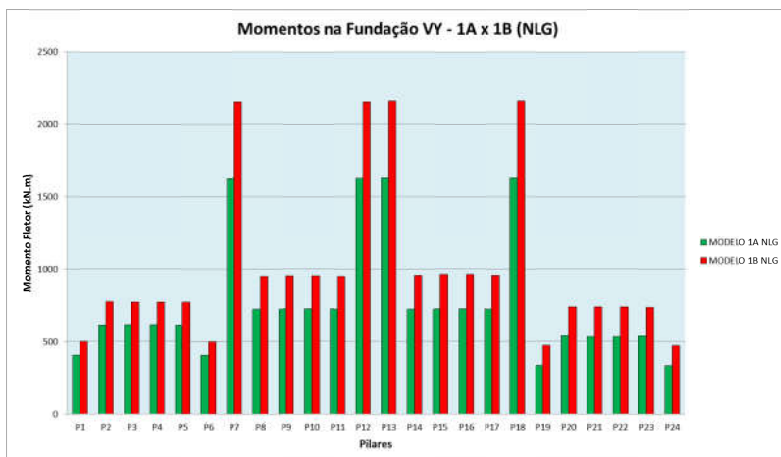


Gráfico 6.14- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 1A x 1B Direção Y.

Nos gráficos 6.9 e 6.10 estão apresentados os deslocamentos das análises de primeira ordem e de segunda ordem (utilizando tanto o método simplificado quanto o refinado) para os dois modelos. Neles fica evidente a influência das lajes no modelo, assim como a boa aproximação para a estimativa dos efeitos de segunda ordem utilizando o  $\gamma_z$  como majorador dos esforços. Outra conclusão é que quanto mais flexível for a estrutura, menos preciso o método simplificado se torna, porém, para esta estrutura, seu uso foi satisfatório.

Os momentos na base também variaram muito de acordo com o tipo de modelo, sendo maiores naqueles onde as lajes não contribuíram com sua rigidez à flexão. Isto, novamente, é devido ao comportamento apertado que estas conferem ao modelo, fazendo com que os momentos na base sejam menores (gráficos 6.11 a 6.14).

É importante salientar que a análise simplificada para obtenção dos efeitos de segunda ordem obteve resultados melhores para os esforços do que para deslocamentos, apesar destes serem satisfatórios. Isto é coerente com o conceito de ELU, já que para esta situação o projetista se preocupa mais com a capacidade resistente da peça do que com deslocamentos que são analisados no ELS.

### 6.2 .1 Modelo 2A:

Na figura 6.8 está representado o modelo numérico da estrutura 2A. Na edificação foi adotada uma laje nervurada com 30 cm de espessura, porém ela foi modelada como sendo maciça e tendo espessura de acordo com o procedimento apresentado no item 5.3.

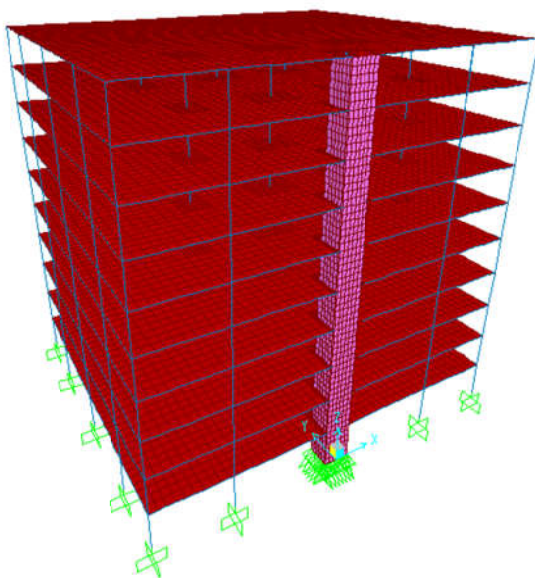


Figura 6.8- Modelo numérico da estrutura 2A.

Para a direção X o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi de 0,985 e para a direção Y foi de 1,03. Portanto, de acordo com este coeficiente, há necessidade de se considerar efeitos de segunda ordem.

Esta estrutura está sujeita a efeitos de torção por ter um núcleo de rigidez em uma de suas fachadas, fazendo com que os deslocamentos nesta sejam menores do que os da fachada oposta. Logo, os deslocamentos na direção X vão variar em cada ponto do eixo Y (figura 6.9), conseqüentemente  $\sigma_{yz}$ .

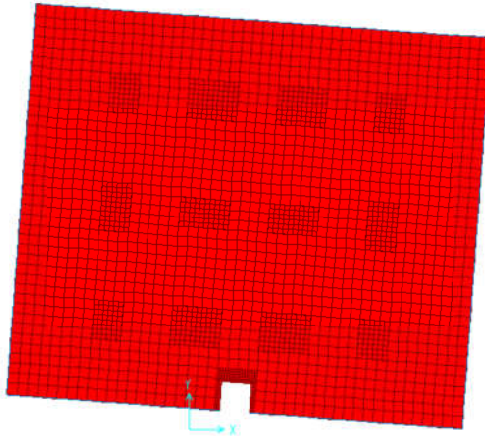


Figura 6.9- Modelo numérico da estrutura 2A.

Para a direção X, os valores de  $\gamma_z$  foram de 1,307, 1,135 e 1,215. Estes resultados são referentes ao deslocamento máximo, mínimo e no ponto médio da fachada da edificação. O valor utilizado para o método simplificado foi o médio, isto é, 1,215. Na direção Y, obteve-se um  $\gamma_z$  para Y+ e outro para Y-, pois como não há simetria em torno do eixo X, a estrutura desloca lateralmente somente devido às cargas verticais. O  $\gamma_z$  encontrado para Y+ foi de 1,271 e para Y- foi de 1,181. Este deslocamento se dá no sentido de Y+, como pode-se perceber de acordo com o  $\gamma_z$  e com os deslocamentos apresentados pelo gráfico 6.15.



De acordo com os dois coeficientes acima conclui-se que a estrutura 2A possui efeitos de segunda ordem consideráveis. Os valores de  $\gamma_z$  indicam que estes efeitos são da ordem de 21% para a direção X, sendo que para a direção Y+ estes valores ficaram próximo do limite imposto pela norma para utilização do método simplificado. X, Y+ e Y- indicam os sentidos das forças de vento, de acordo com o apresentado nas fôrmas do pavimento.

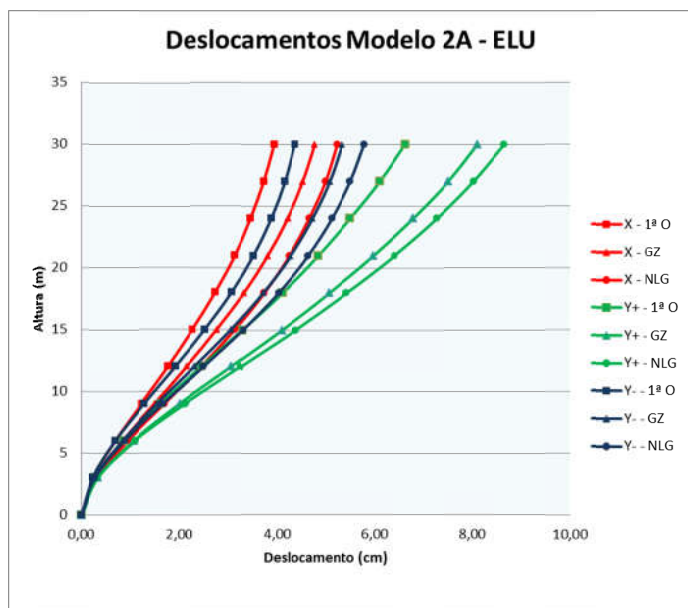


Gráfico 6.15 - Deslocamentos laterais para ELU

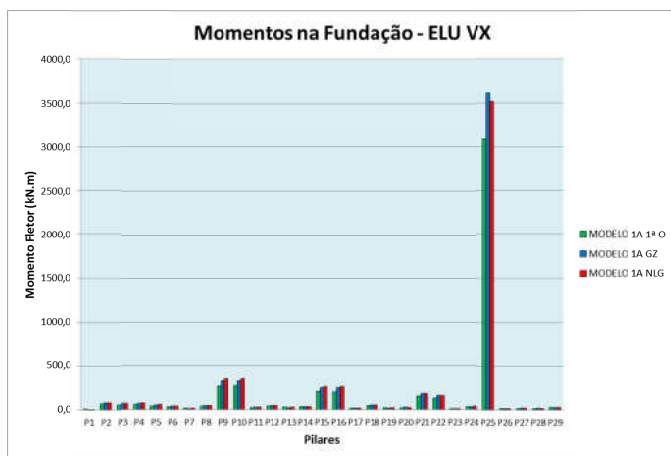


Gráfico 6.16- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

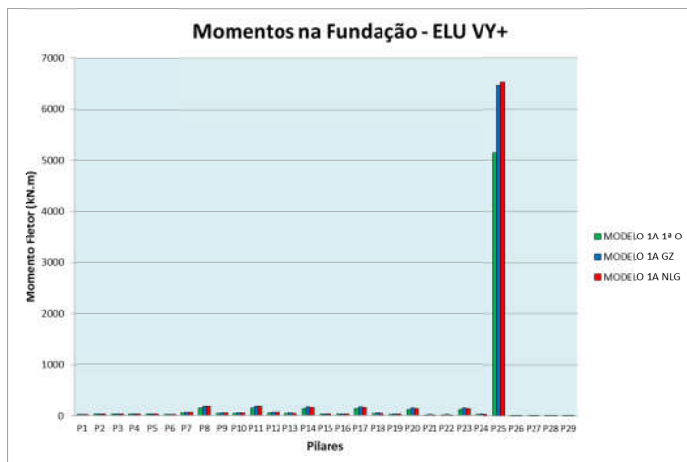


Gráfico 6.17- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.

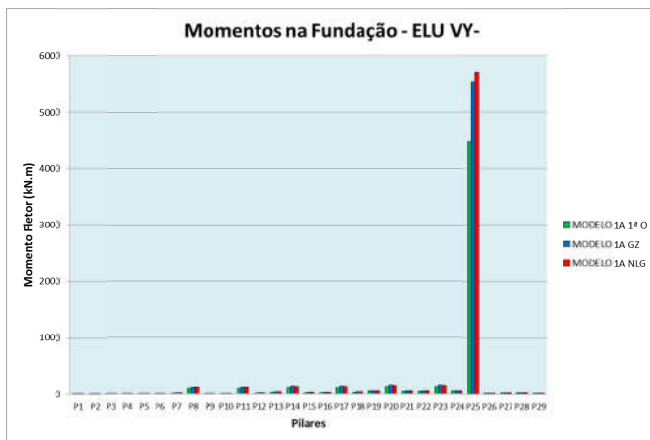


Gráfico 6.18- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.

Tabela 6.3- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)			Diferença entre Níveis		
	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-
30	0,49	1,07	0,33	0,02	0,07	-0,02
27	0,48	1,00	0,35	0,03	0,10	-0,02
24	0,45	0,90	0,37	0,04	0,10	0,00
21	0,41	0,80	0,37	0,05	0,12	0,02
18	0,37	0,68	0,35	0,06	0,12	0,04
15	0,31	0,56	0,31	0,06	0,13	0,05
12	0,25	0,42	0,26	0,07	0,13	0,07
9	0,18	0,29	0,19	0,07	0,13	0,08
6	0,11	0,16	0,12	0,07	0,11	0,08
3	0,04	0,06	0,04	0,04	0,06	0,04
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>D<sub>lim</sub></b>		<b>1,76</b>	<b>H<sub>lim</sub></b>		<b>0,35</b>

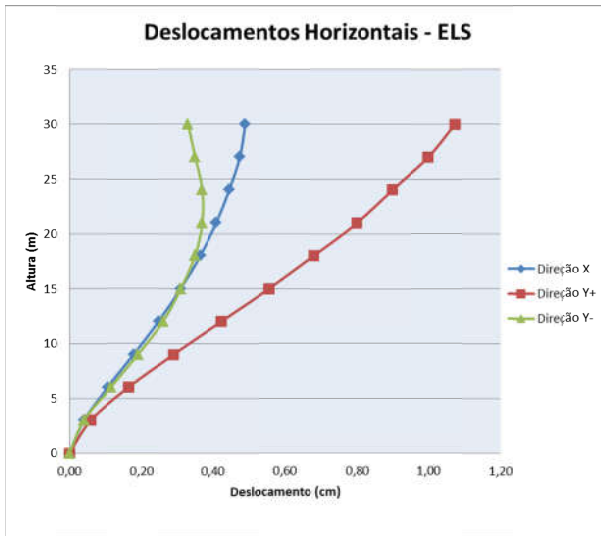


Gráfico 6.19- Deslocamentos laterais para ELS

Por meio dos deslocamentos e dos esforços obtidos pode-se comprovar que a direção Y é mais flexível que a X. Além disto, a direção Y+ tem o agravante de já possuir deslocamentos horizontais somente com verticais, pois o pilar P25 enrijece a região em que se encontra, fazendo com que os deslocamentos verticais desta região sejam menores que da região oposta.

Para a direção X podemos perceber o efeito da torção quando analisamos os pilares P9, P10, P15, P16, P21 e P22. Todos estes possuem seção transversal de 30x90, porém, aqueles mais distantes do núcleo (P25) têm maiores momentos na base que P21 e P22, os mais próximos do P25. A majoração por  $\gamma_z$  para esta direção acabou por superestimar os efeitos de segunda ordem na região do

P25 e subestimar nos pilares mais distantes. Na direção Y os resultados ficaram mais próximos daqueles obtidos por P-Delta, justamente por não existir torção.

A diferença entre os deslocamentos para a análise NLG e de acordo com o método simplificado foi de 8,8%, 6,5% e 7,6% para as direções X, Y+ e Y-, respectivamente. Todas as direções atenderam os limites impostos pela norma para o ELS.

## 6.2 .2 Modelo 2B:

Abaixo está representado o modelo numérico da estrutura 2B, onde as lajes tem função de diafragma rígido apenas.

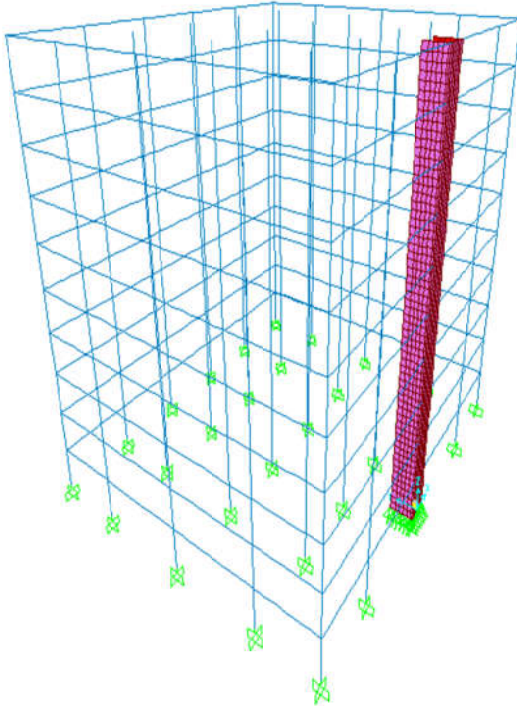


Figura 6.10- Modelo numérico da estrutura 2B.

Para a direção X o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi de 1,283 e para a direção Y foi de 1,413. O  $\gamma_z$  foi adotado da mesma maneira que modelo 2A, portanto será apresentado somente o valor médio para a direção X, 1,387. Para Y+ e Y- foram encontrados valores de 1,524 e 1,383, respectivamente. De acordo com estes

parâmetros é de se esperar efeitos de segunda ordem de grande magnitude, indicando uma estrutura com sérios problemas de estabilidade.

Os valores de  $\gamma_z$  superaram os limites impostos pela NBR 6118 para as direções X e Y+, contudo, o método simplificado será utilizado para comparar sua eficiência com o P-Delta. Como dito no modelo anterior, a direção Y- apresentou valores menores de  $\gamma_z$ , pois o deslocamento horizontal causado pelo peso próprio é contrário àquele causado pelas cargas de vento. Para a direção Y+ os efeitos se sobrepõem, sendo o sentido mais crítico.

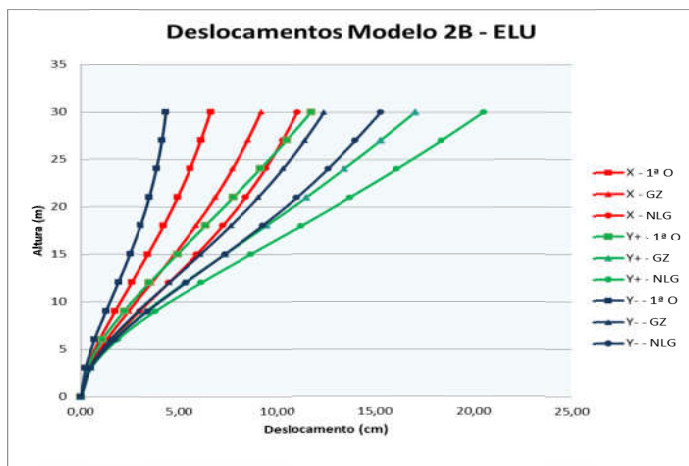


Gráfico 6.20 - Deslocamentos laterais para ELU

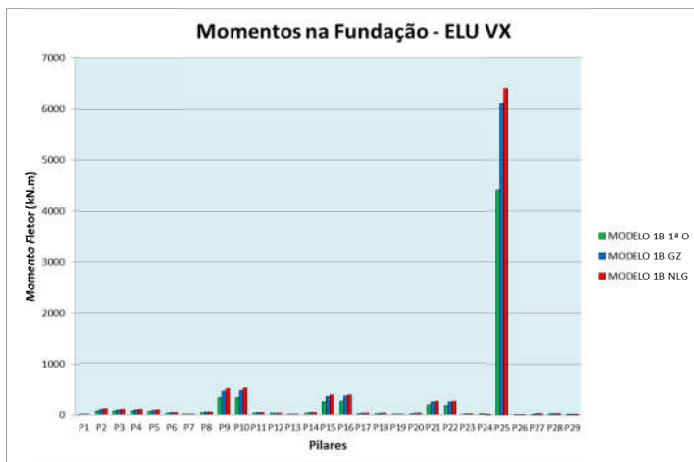


Gráfico 6.21- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

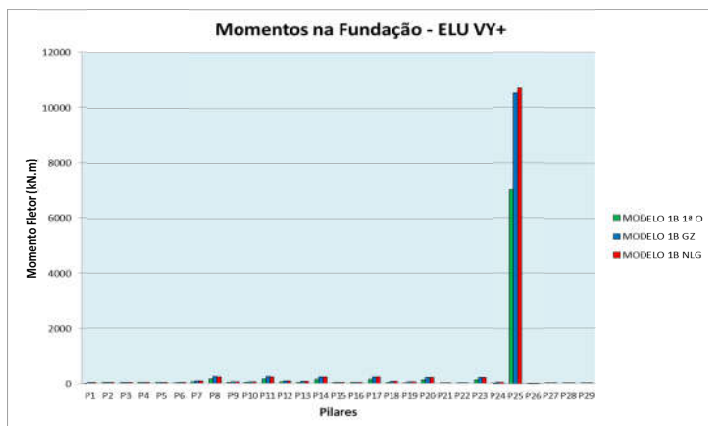


Gráfico 6.22- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.



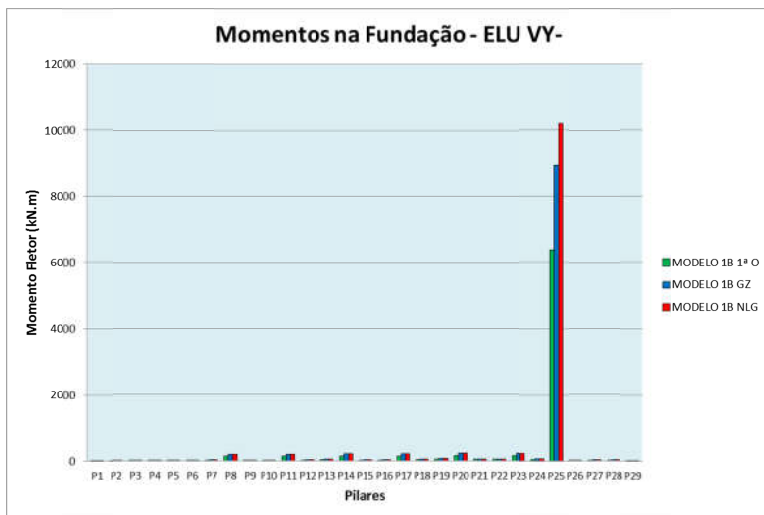


Gráfico 6.23- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.

Tabela 6.4- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)			Diferença entre Níveis		
	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-
30	1,49	2,94	1,59	0,10	0,32	0,03
27	1,39	2,62	1,56	0,12	0,33	0,06
24	1,27	2,29	1,50	0,14	0,34	0,10
21	1,13	1,95	1,40	0,16	0,35	0,15
18	0,97	1,60	1,25	0,17	0,36	0,20
15	0,80	1,24	1,05	0,19	0,35	0,23
12	0,61	0,89	0,82	0,19	0,32	0,26
9	0,42	0,57	0,56	0,19	0,28	0,25
6	0,23	0,29	0,31	0,15	0,20	0,21
3	0,08	0,09	0,10	0,08	0,09	0,10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>D<sub>lim</sub></b>		<b>1,76</b>		<b>H<sub>lim</sub></b>		<b>0,35</b>

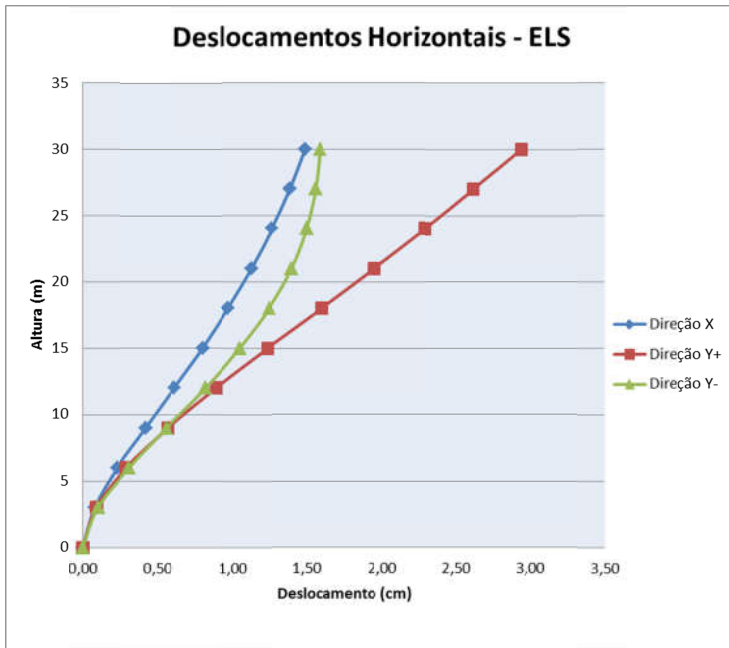


Gráfico 6.24- Deslocamentos laterais para ELS

No modelo 1B tanto os deslocamentos quanto os esforços aumentaram muito, apresentando grandes efeitos de segunda ordem. Na direção X o  $\gamma_z$  não é tão representativo, porém, como uma análise preliminar dos esforços de segunda ordem teria certa relevância.

Na direção Y+, apesar do  $\gamma_z$  estar muito acima do limite da norma, seus resultados foram relativamente bons. Já na direção Y- os resultados não devem ser usados, já que estariam consideravelmente contra a segurança, sendo a diferença entre o P-

Delta e o método simplificado em torno de 13% para o P25.

Por meio do gráfico 6.24 fica evidente que a estrutura começa a ter um comportamento de pilar engastado na base e livre no topo ao invés de uma deformada de pórtico. A diferença entre os deslocamentos obtidos pelo P-Delta e pelo método simplificado foi de 16,7%, 17,0% e 18,9% para X, Y+ e Y-, respectivamente. Com relação ao ELS, o modelo 2C não atendeu o deslocamento limite imposto pela norma para a direção Y+.

### 6.2 .3 Modelo 2C:

Na figura 6.11 está representado o modelo 2C. Como foi dito no capítulo 5, neste modelo adicionou-se vigas-faixas para ver o comportamento da estrutura.

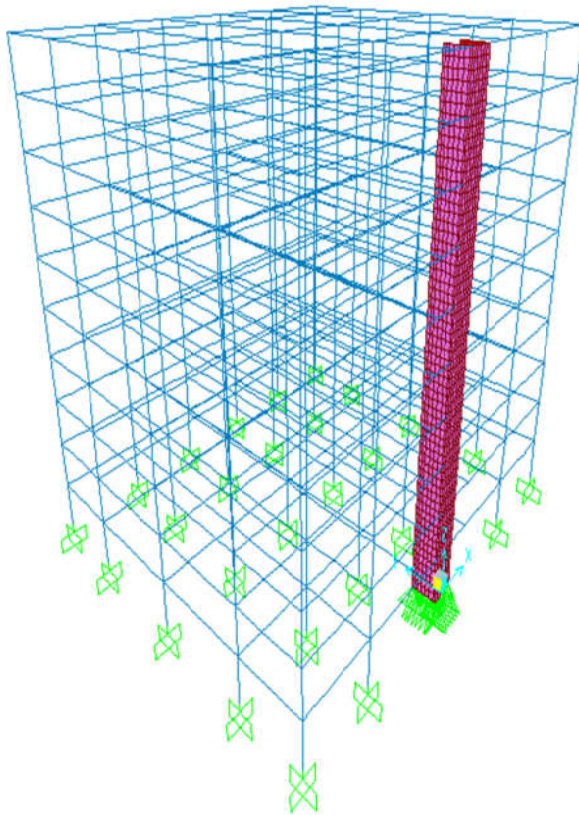


Figura 6.11- Modelo numérico da estrutura 2C.

Para a direção X o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi de 0,995 e para a direção Y foi de 1,077. O  $\gamma_z$  para a direção X foi de 1,219, enquanto que para Y+ e Y- foi de 1,310 e 1,188, respectivamente.

Somente na direção Y+  $\gamma_z$  superou os limites impostos pela NBR 6118. Novamente, como nos modelos anteriores, a direção Y- apresentou valores menores de  $\gamma_z$ , pois o tombamento causado pelo peso próprio é contrário àquele causado pelas cargas de vento, enquanto que para a direção Y+ estes efeitos se sobrepõem. Porém, devido ao enrijecimento da estrutura causado pela inclusão das vigas, este fenômeno foi bem menos significativo. Abaixo se encontram os deslocamentos obtidos para o modelo 2C em cada uma das análises.

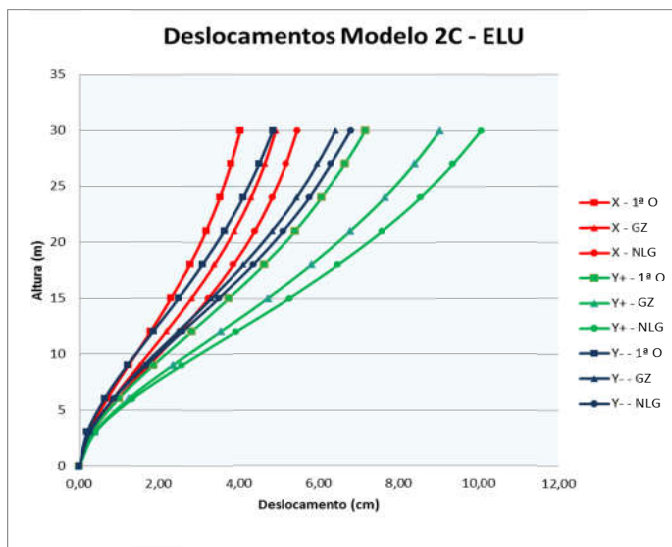


Gráfico 6.25- Deslocamentos laterais para ELU

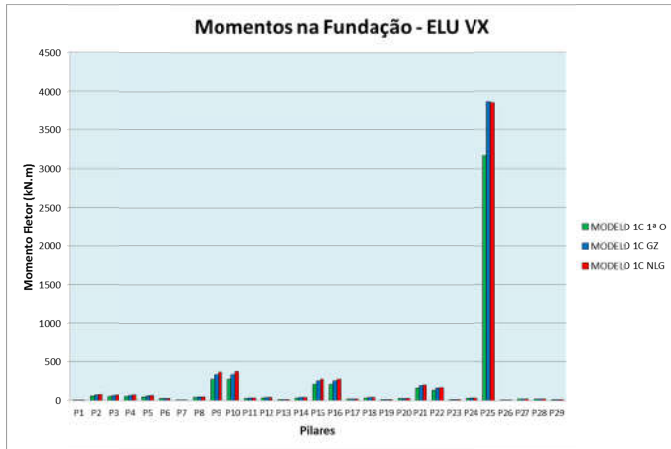


Gráfico 6.26- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

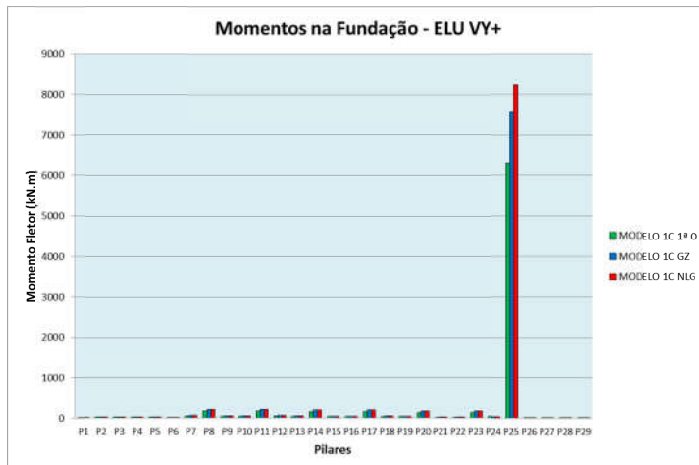


Gráfico 6.27- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+.

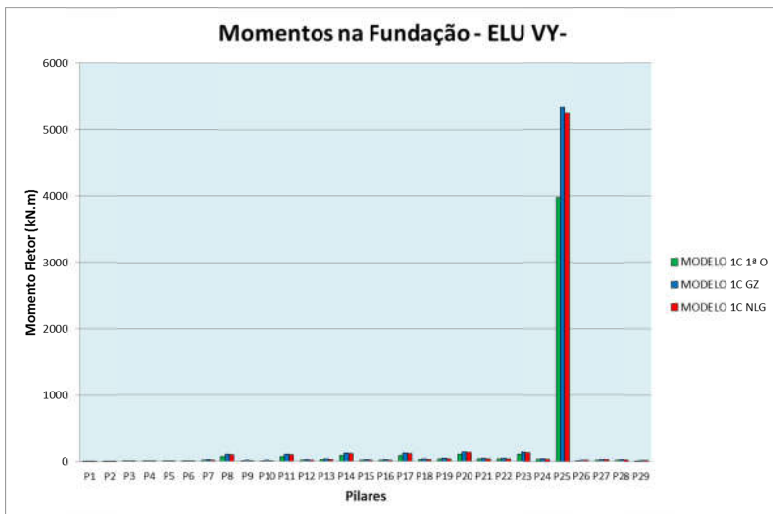


Gráfico 6.28- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-.

Tabela 6.5- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)			Diferença entre Níveis		
	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-
30	0,81	1,74	0,66	0,04	0,10	0,03
27	0,77	1,64	0,63	0,05	0,12	0,03
24	0,72	1,52	0,60	0,07	0,14	0,06
21	0,65	1,38	0,54	0,08	0,18	0,07
18	0,58	1,20	0,47	0,09	0,20	0,08
15	0,48	1,00	0,39	0,10	0,23	0,10
12	0,38	0,77	0,29	0,11	0,24	0,09
9	0,27	0,53	0,20	0,11	0,23	0,09
6	0,16	0,30	0,11	0,10	0,20	0,08
3	0,06	0,10	0,03	0,06	0,10	0,03
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Δ<sub>lim</sub></b>		<b>1,76</b>		<b>H<sub>lim</sub></b>		<b>0,35</b>

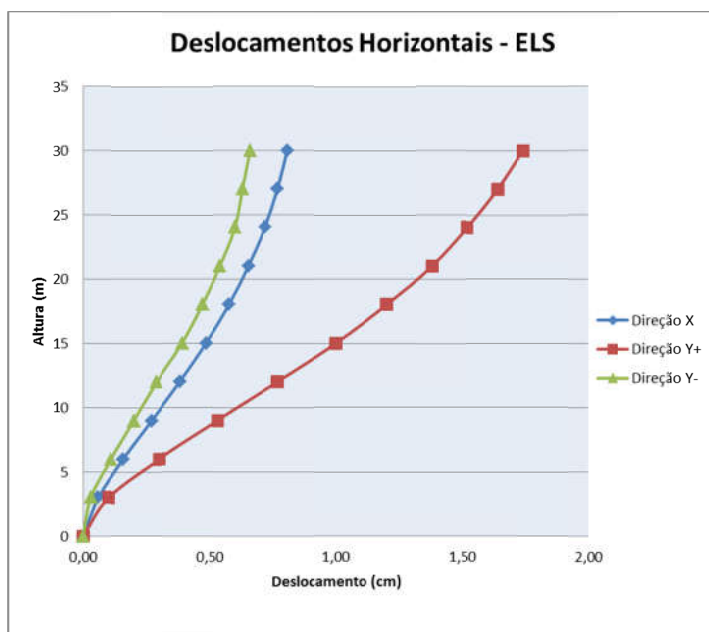


Gráfico 6.29- Deslocamentos laterais para ELS



A diferença entre os deslocamentos no topo de obtidos por P-Delta e pelo método simplificado foram de 9,9%, 10,3% e 5,4% para as direções X, Y+ e Y-, respectivamente. Com relação ao comportamento em serviço, o modelo 2C apresentou resultados satisfatórios em todas as direções.

Na direção X, assim como nos modelos anteriores, os pilares mais afastados do núcleo rígido apresentaram esforços de segunda ordem superiores aos daqueles obtidos pelo método simplificado, enquanto o núcleo rígido apresentou resultados bem próximos.

Na direção Y+, exceto para o pilar P25, os resultados foram satisfatórios. Porém, como P25 é o principal responsável pelo contraventamento da estrutura, para este modelo, os resultados seriam contra a segurança. Na direção Y- o método simplificado foi a favor da segurança para todos os pilares

## 6.2 .4 Comparação 2A x 2B x 2C:

No modelo 2B os parâmetros de instabilidade foram extremamente altos, ultrapassando em muito os limites da norma e dos outros modelos. Abaixo encontram-se os resultados destes parâmetros para cada modelo:

Tabela 6.6–Valores de  $\gamma_z$

	<b>2A</b>	<b>2B</b>	<b>2C</b>
$\gamma_{zx+}$	1,215	1,387	1,219
$\gamma_{zy+}$	1,271	1,524	1,310
$\gamma_{zy-}$	1,181	1,383	1,188

Tabela 6.7–Valores de  $\alpha$ 

	2A	2B	2C
$\alpha_x$	0,985	1,283	0,995
$\alpha_y$	1,03	1,413	1,077

Como esperado, os deslocamentos e esforços do modelo 2B também foram os mais altos. Os momentos nas vigas devido aos esforços somente do vento na direção Y+ estão nas figuras 6.12 a 6.14. Já na figura 6.15 estão apresentados os momentos fletores na laje, também utilizando somente o vento em Y+, já na figura 6.16 estão os momentos das vigas do pórtico interno para o modelo 2C.

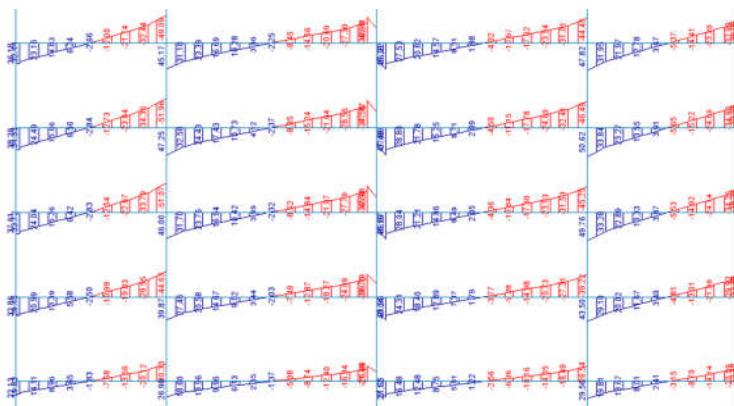


Figura 6.12- Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y+. Modelo 2A, somente vento.



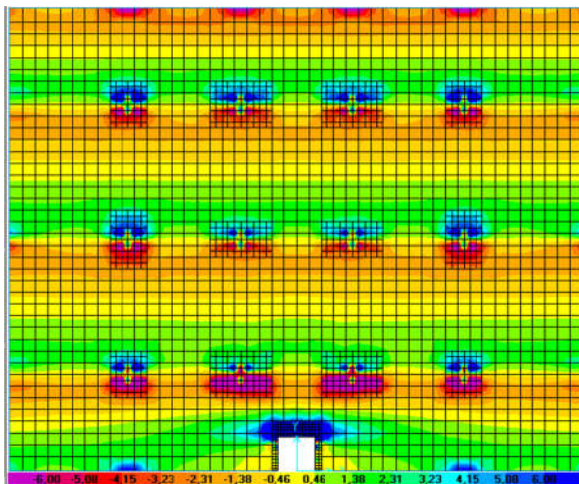


Figura 6.15- Momentos fletores nas lajes, direção Y+. Modelo 2A, somente vento (kN.m/m).

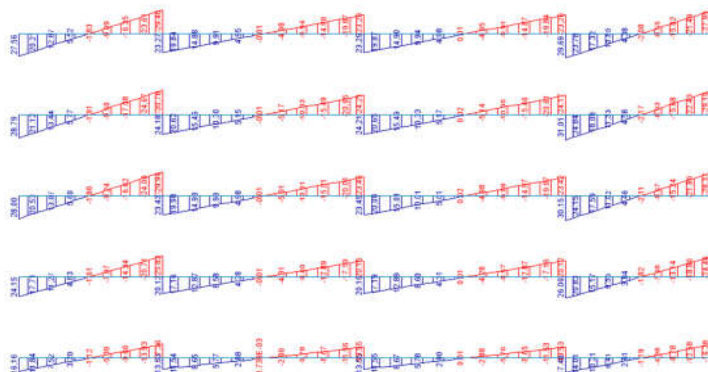


Figura 6.16- Momentos fletores nas vigas no pórtico interno da direção Y. Modelo 2C, somente vento.

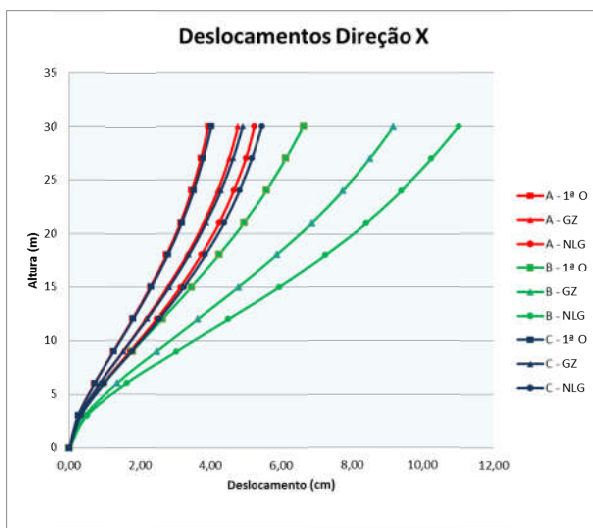


Gráfico 6.30- Comparação dos deslocamentos - Modelo 2A x 2B x2C direção X.

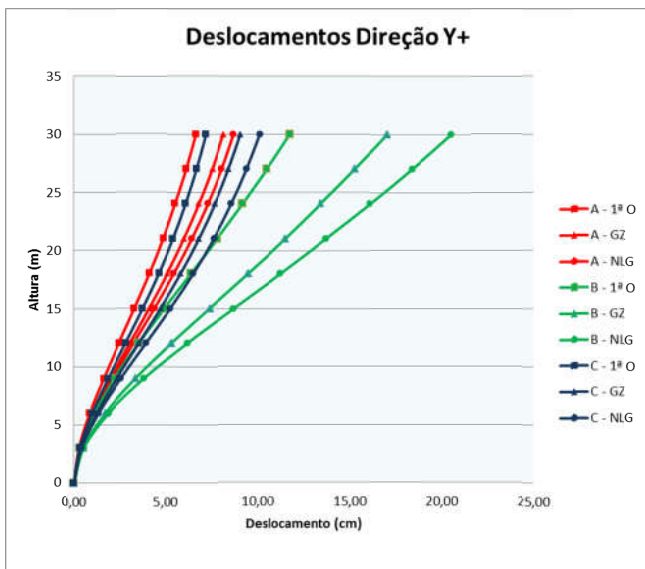


Gráfico 6.31- Comparação dos deslocamentos - Modelo 2A x 2B x 2C  
direção Y+

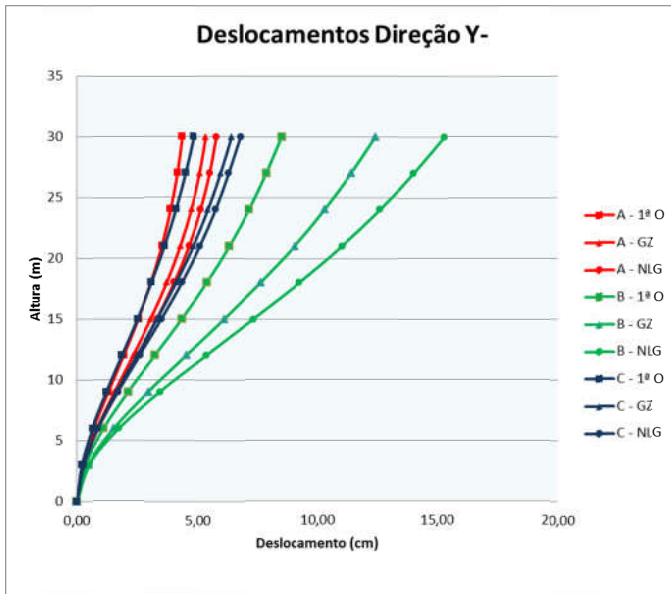


Gráfico 6.32- Comparação dos deslocamentos - Modelo 2A x 2B x 2C direção Y-

Nos modelos 2A e 2C percebe-se que os deslocamentos da estrutura têm o comportamento de pórtico, enquanto que o modelo 2B tem um comportamento parecido com um pilar engastado na base e livre no topo. Assim, fica evidente o comportamento apórtico que as lajes conferem à estrutura.

Os deslocamentos encontrados para o modelo 2B foram muito superiores aos dos modelos 2A e 2C, que foram parecidos. Para todas as direções os deslocamentos no topo do modelo 2B foram em torno do dobro dos deslocamentos dos modelos 2A e 2C.



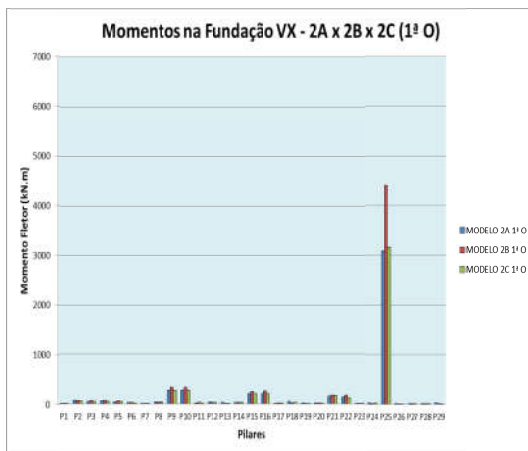


Gráfico 6.33- Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 2A x 2B x 2C Direção X.

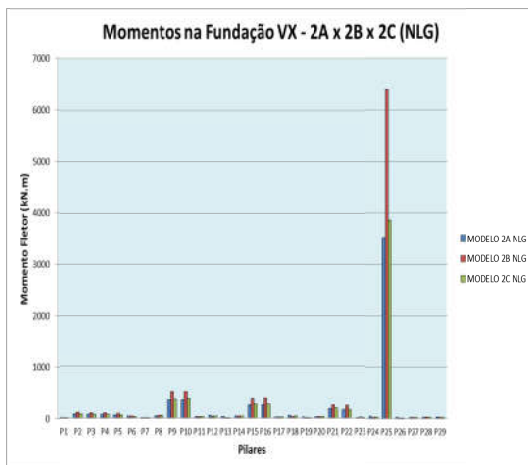


Gráfico 6.34- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 2A x 2B x 2C Direção X.

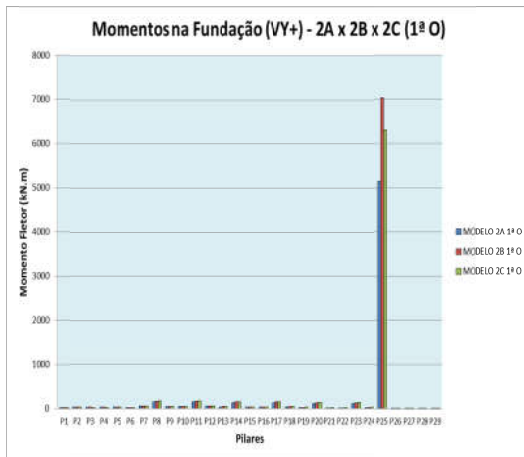


Gráfico 6.35- Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y+.

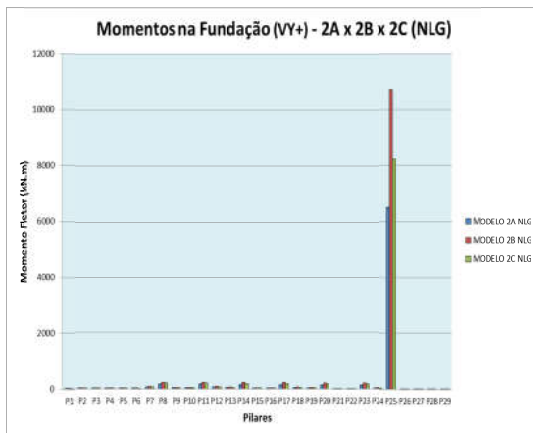


Gráfico 6.36- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y+.

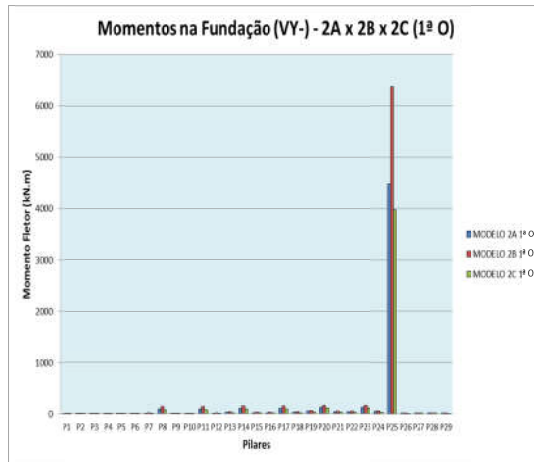


Gráfico 6.37- Comparação dos momentos na base de 1ª ordem - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y-.

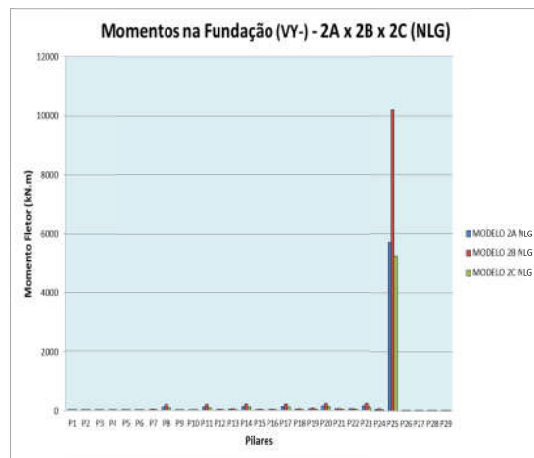


Gráfico 6.38- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 2A x 2B x 2C Direção Y-.

Os deslocamentos para as combinações últimas com o método simplificado para obtenção dos efeitos de segunda ordem não apresentaram bons resultados. Em X a estrutura sofre os efeitos de torção devido à assimetria de rigidez causada pelo núcleo rígido e em Y- o método simplificado não foi representativo devido ao deslocamento no sentido contrário devido às cargas verticais. A diferença foi maior, principalmente no modelo 2B. Os deslocamentos com a análise não-linear geométrica superaram os do método simplificado em 20% e 23,2% nas direções X e Y-, respectivamente. Na direção Y+ este deslocamento foi 20,5% maior do que o obtido pelo método simplificado.

Para os momentos na base os resultados também não foram bons, principalmente quando a direção X é analisada. Vale ressaltar que o momento no pilar P25 no modelo 2B foi muito superior do que nos modelos 2A e 2C. Na análise não-linear para a direção Y+ o momento foi 64% maior que no modelo 2A.

O modelo 2C apresentou resultados similares àqueles obtidos pelo modelo 2A. Por ser um modelo bem mais simples seria uma boa solução em casos de pavimentos com lajes lisas, tendo um comportamento bem mais próximo do real do que o modelo 2B.

Os momentos na base também variaram muito de acordo com o tipo de modelo, sendo maiores naqueles onde as lajes não contribuíram com sua rigidez à flexão. Isto, novamente, é devido ao comportamento apertado que estas conferem ao modelo, fazendo com que os momentos na base sejam menores. É importante salientar que a análise simplificada para obtenção dos efeitos de segunda ordem obteve resultados melhores para os esforços do que para deslocamentos.

### 6.3 .1 Modelo 3A:

A seguir serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises realizadas para a estrutura 3A. O modelo numérico da estrutura 3A está mostrado na figura 6.17.

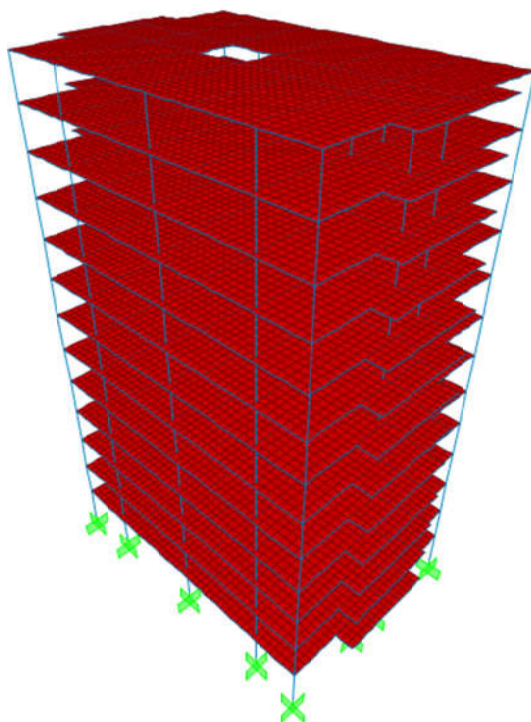


Figura 6.17- Modelo da estrutura 3A.

O parâmetro  $\alpha$  para as direções X e Y foram de 0,447 e 0,469, respectivamente. Logo, de acordo com estes parâmetros, esta estrutura não estará sujeita a efeitos de segunda ordem

consideráveis. O  $\gamma_z$  encontrado para as direções X e Y foi de 1,043 e 1,048, nesta ordem.

Esta estrutura pode ser considerada de nós fixos de acordo com seus parâmetros de instabilidade, e, portanto, seus efeitos de segunda ordem podem ser desprezados.

Porém, realizou-se os mesmos procedimentos dos modelos anteriores para verificar se o método simplificado para obtenção dos deslocamentos e dos esforços de segunda ordem apresenta bons resultados quando comparados com métodos mais refinados.

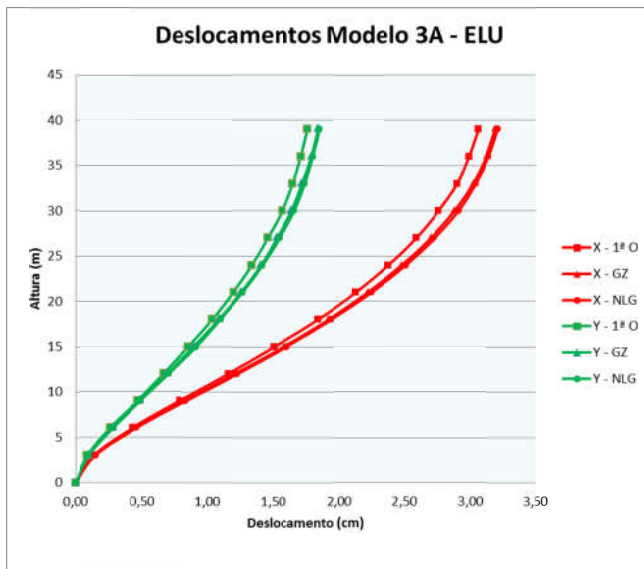


Gráfico 6.39 –Deslocamentos laterais para ELU

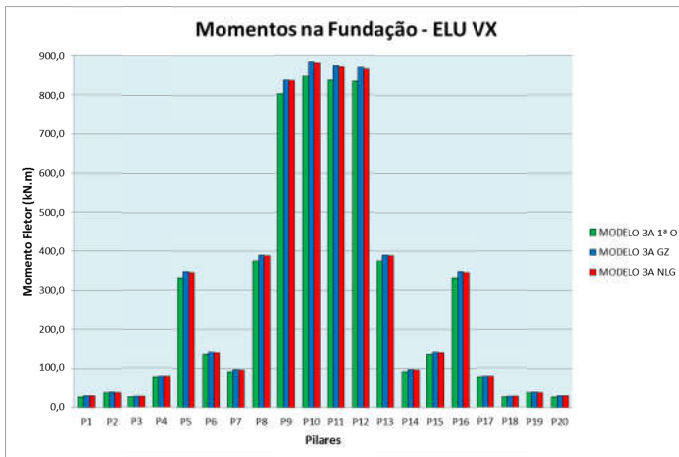


Gráfico 6.40- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

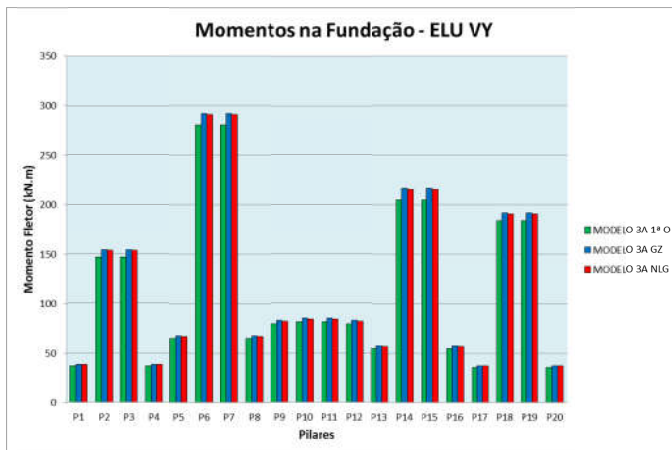


Gráfico 6.41- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY

Tabela 6.8- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)		Diferença entre Níveis	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
39	0,51	0,29	0,01	0,01
36	0,50	0,28	0,02	0,01
33	0,48	0,27	0,02	0,02
30	0,46	0,25	0,03	0,01
27	0,44	0,24	0,03	0,02
24	0,40	0,22	0,04	0,02
21	0,36	0,19	0,05	0,03
18	0,32	0,17	0,05	0,03
15	0,26	0,14	0,06	0,03
12	0,21	0,11	0,06	0,03
9	0,15	0,08	0,06	0,03
6	0,08	0,05	0,06	0,03
3	0,03	0,02	0,03	0,02
0	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Dim</b>		<b>2,29</b>	<b>Hi tim</b>	
			<b>0,35</b>	

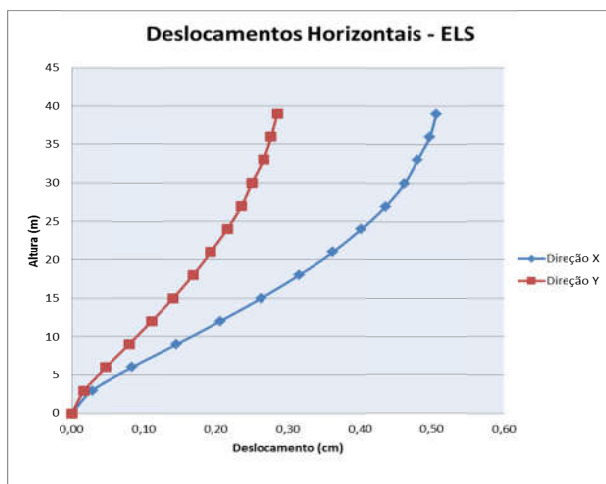


Gráfico 6.42- Deslocamentos laterais para ELS



Conforme indicavam os parâmetros de instabilidade, os deslocamentos e momentos na base não tiveram mudança significativa na análise de segunda ordem. O método simplificado apresentou resultados excelentes, ficando muito próximo aos obtidos pela análise com P-Delta. Inclusive foi a favor da segurança em praticamente todos os pilares (gráficos 6.40 e 6.41). As curvas de deslocamentos obtidas pelo método simplificado e por P-Delta praticamente se sobrepõem.

Em serviço a estrutura apresentou resultados satisfatórios, atendendo todos os requisitos da NBR6118.

### 6.3 .2 Modelo 3B:

A figura 6.18 representa o modelo numérico da estrutura 3B.

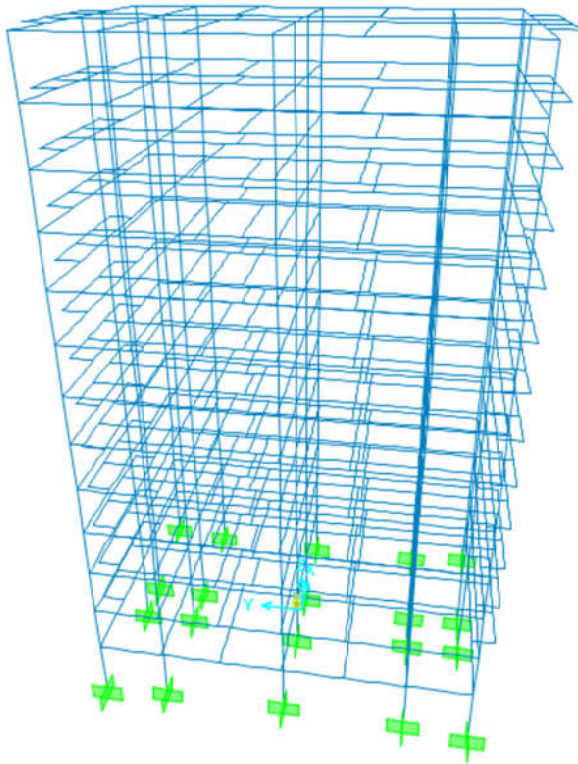
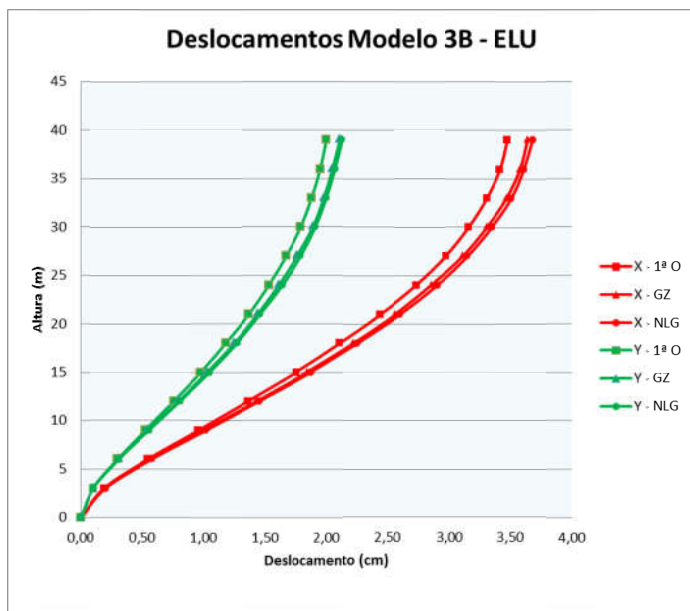


Figura 6.18- Modelo da estrutura 3B.

Para o modelo 3B os parâmetros  $\alpha$  para as direções X e Y foram de 0,479 e 0,508, respectivamente. Os valores de  $\gamma_z$  foram de

1,050 para X e 1,055 para Y. Portanto, de acordo com estes parâmetros não seria necessário considerar os efeitos de segunda ordem. Assim como no modelo anterior, comparou-se a eficiência do método simplificado com o P-Delta por meio dos deslocamentos e momentos na base.



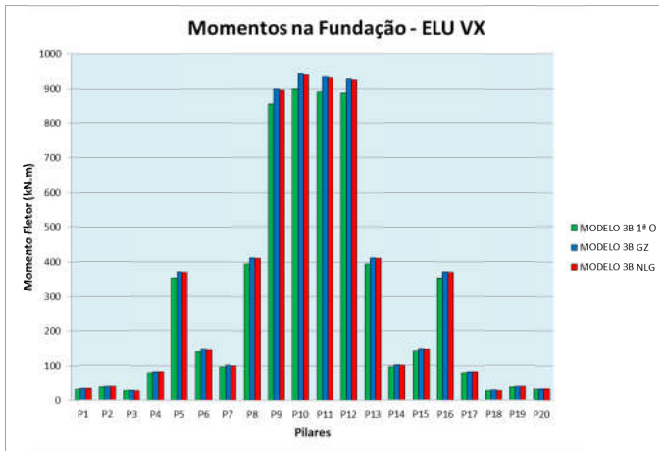


Gráfico 6.44- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

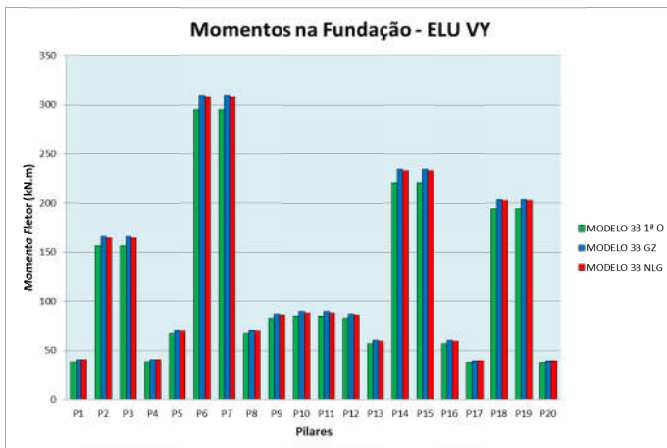


Gráfico 6.45- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY

Tabela 6.9- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)		Diferença entre Níveis		
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	
39	0,57	0,32	0,01	0,01	
36	0,56	0,31	0,02	0,01	
33	0,54	0,30	0,02	0,01	
30	0,52	0,28	0,03	0,02	
27	0,49	0,27	0,04	0,02	
24	0,45	0,24	0,04	0,03	
21	0,41	0,22	0,05	0,03	
18	0,36	0,19	0,06	0,03	
15	0,30	0,16	0,06	0,03	
12	0,24	0,13	0,06	0,04	
9	0,18	0,09	0,07	0,04	
6	0,11	0,05	0,07	0,04	
3	0,04	0,02	0,04	0,02	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	
<b>D<sub>lim</sub></b>		<b>2,29</b>	<b>H<sub>lim</sub></b>		<b>0,35</b>

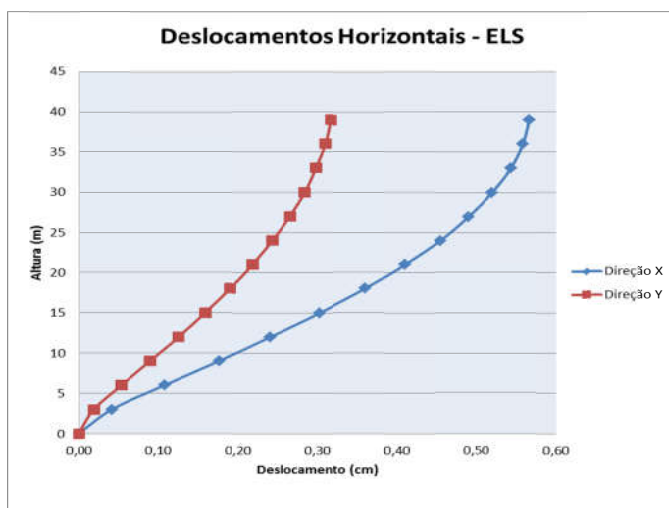


Gráfico 6.46- Deslocamentos laterais para ELS

Assim como no modelo 3A, os resultados encontrados mostram que os efeitos de segunda ordem não são importantes, como os parâmetros de instabilidade indicavam. Novamente, os resultados obtidos pelo método simplificado foram excelentes, sendo praticamente iguais aos obtidos pela análise não-linear geométrica.

Para o estado limite de serviço a estrutura também se mostrou adequada, apresentando resultados bem abaixo dos limites impostos pela norma.

### 6.3 .3 Comparação 3A x 3B:

Tanto o modelo 3A quanto o 3B são consideradas estruturas de nós fixos com base nos parâmetros de instabilidade. Além disso, os resultados apresentados por ambos os modelos foram muito parecidos. Para a direção X o  $\gamma_z$  foi de 1,043 e 1,050 para os modelos 3A e 3B, respectivamente. Já para Y o  $\gamma_z$  foi de 1,048 e 1,055 para os modelos 3A e 3B, respectivamente.

O  $\alpha$  para a direção x foi de 0,447 e 0,479 para os modelos 3A e 3B, nesta ordem. Enquanto que para Y  $\alpha$  foi de 0,469 para o modelo A e 0,508 para o modelo B. Abaixo estão os momentos fletores nas vigas somente para o vento atuando na direção X dos modelos 3A e 3B. Na figura 6.18 são mostrados os momentos nas lajes causados pelo vento em X.

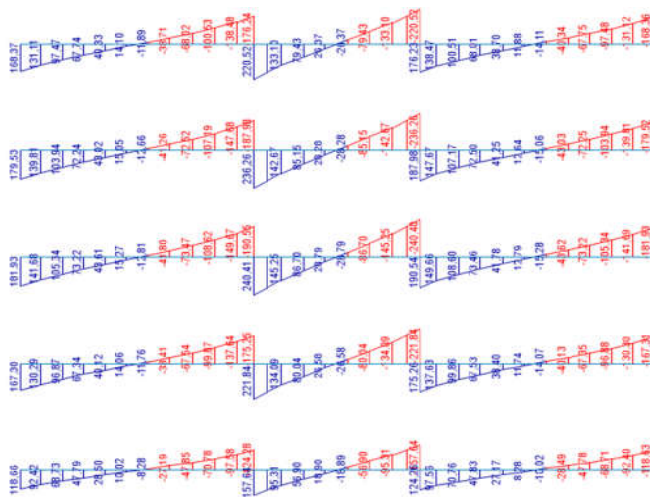


Figura 6.19- Momentos fletores nas vigas no pórtico interno da direção X. Modelo 3A, somente vento.





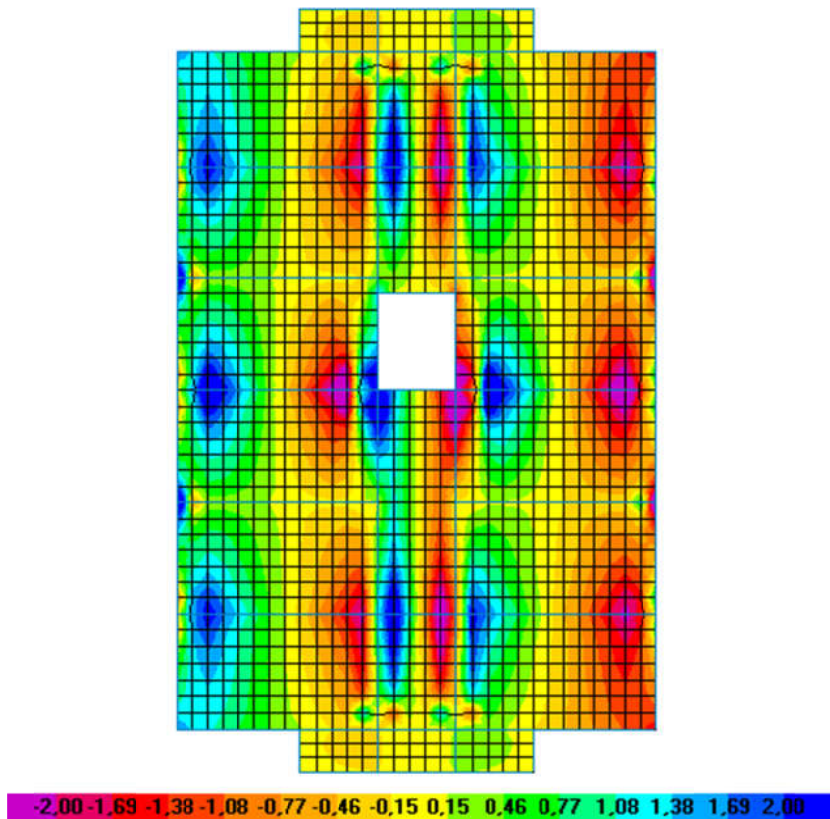


Figura 6.21- Momentos fletores nas lajes, direção X. Modelo 3A, somente vento (kN.m/m).

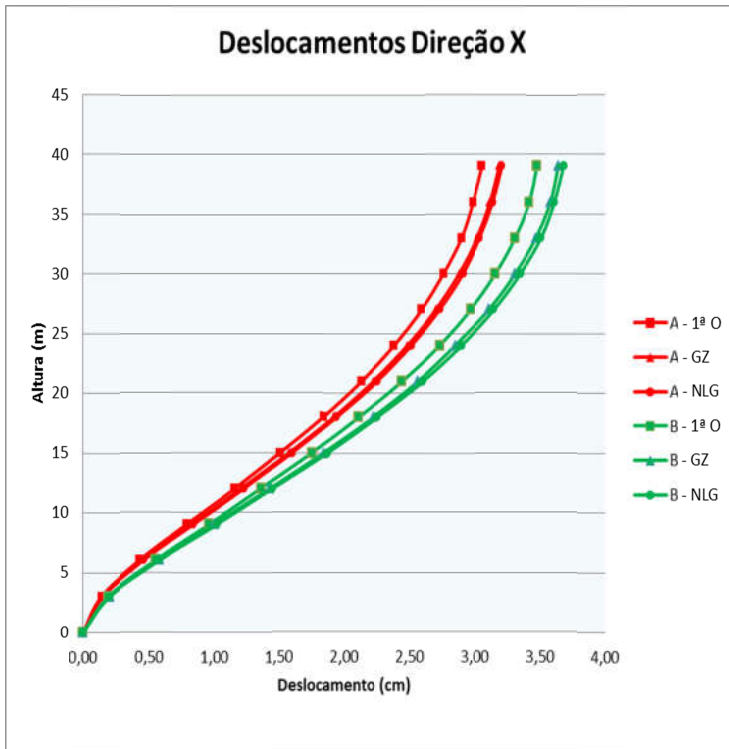


Gráfico 6.47- Comparação dos deslocamentos - Modelo 3A x 3B direção X

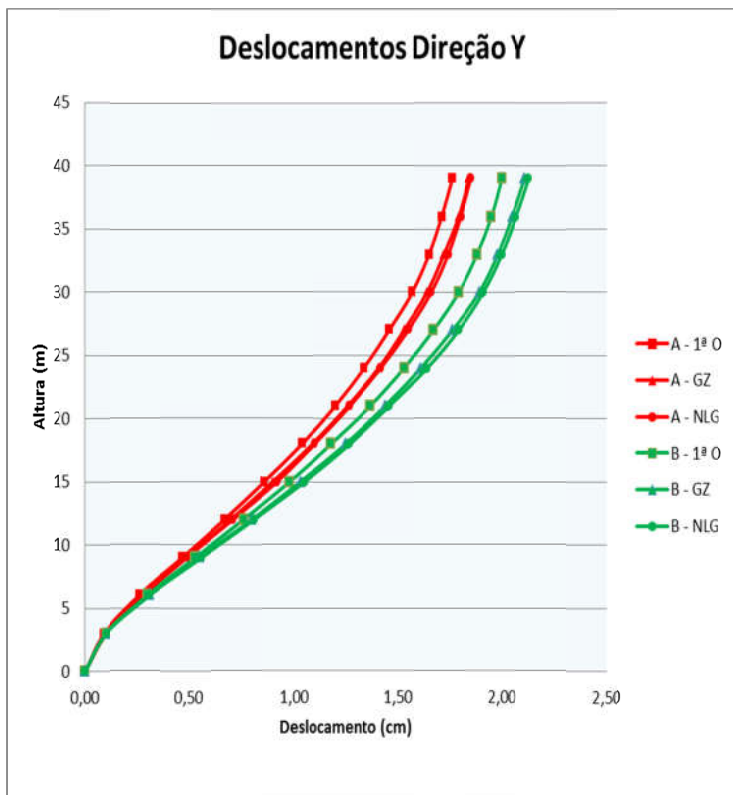


Gráfico 6.48- Comparação dos deslocamentos - Modelo 3A x 3B direção Y

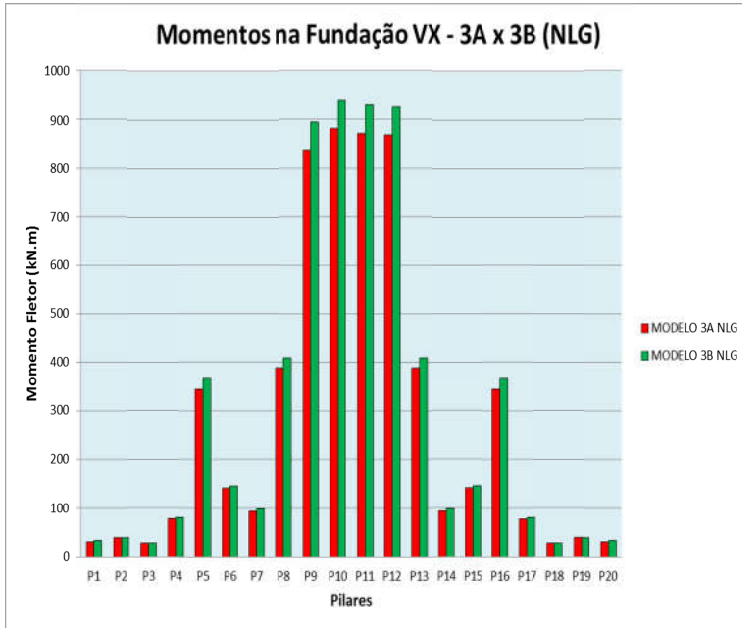


Gráfico 6.49- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 3A x 3B Direção X.

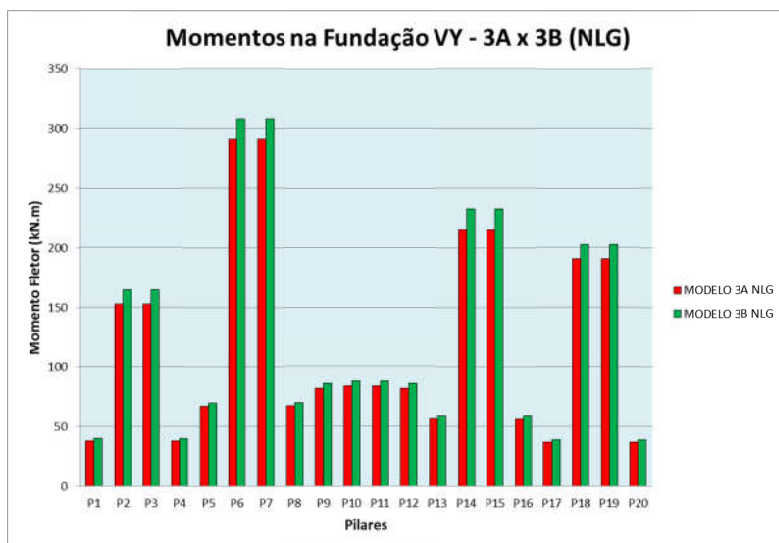


Gráfico 6.50- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 3A x 3B Direção Y.

Nos gráficos 6.47 e 6.48 fica evidente como o método simplificado foi uma excelente aproximação, pois a curva dos deslocamentos praticamente se sobrepõe a obtida pelo método P-Delta. Sobre os esforços nas vigas, podemos observar que estes não são muito diferentes nos dois modelos, com a diferença entre eles não ultrapassando 10%.

Os resultados dos dois modelos foram parecidos, tanto para os deslocamentos quanto para os momentos fletores. No pilar P10, o que teve maior esforço de flexão para a direção X, a diferença entre o modelo A e B, já para a análise de segunda ordem foi de 6,6%. Para a direção Y, esta diferença foi de 5,7% para o P6,

ou seja, não houve mudança significativa nos esforços.

Evidentemente, o modelo 2A foi um pouco menos flexível, pois as lajes contribuem com sua rigidez à flexão, porém esta diferença não foi significativa.

Portanto, em estruturas bem apertadas, simétricas e cujas lajes não possuem espessura grande, um modelo considerando somente as barras de vigas e pilares estaria bem próximo do mais completo. Recomenda-se que se utilize o modelo de pórtico espaciais para estes casos, já que é um modelo mais simples de interpretar, além de facilitar o dimensionamento e detalhamento das lajes da estrutura.

### 6.4 .1 Modelo 4A:

A seguir serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises realizadas para a estrutura 4A. O modelo numérico da estrutura 4A se encontra abaixo (figura 6.22).

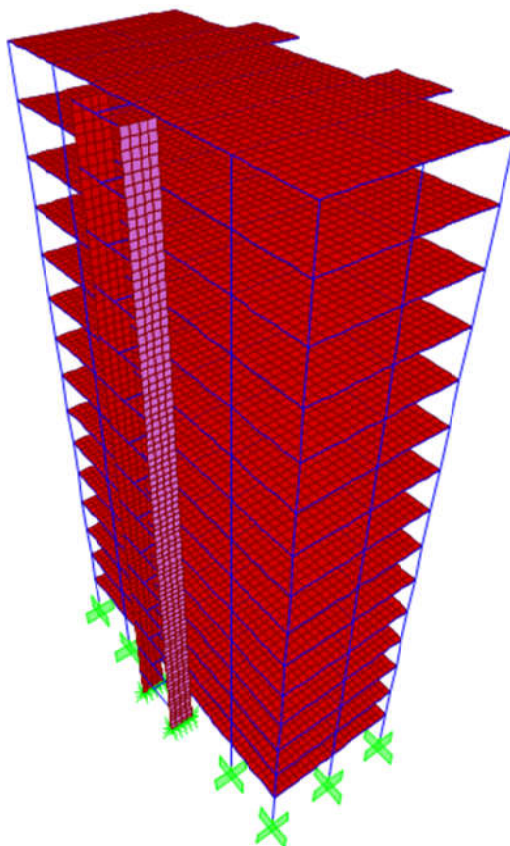


Figura 6.22- Modelo da estrutura 4A.

Para as direções X e Y foram encontrados os valores de 0,886 e 1,059, respectivamente, para o parâmetro  $\alpha$ . A inclusão das sacadas no modelo causa uma assimetria de cargas verticais, conseqüentemente, há deslocamento devido a estas. Logo, teremos  $\gamma_z$  de 1,180 para X+ e 1,144 para X-. Em Y o  $\gamma_z$  foi de 1,284.

De acordo com os parâmetros de instabilidade pode-se concluir que a direção Y é a mais crítica no que tange os efeitos de segunda ordem. Nos gráficos 6.53 a 6.56 estão apresentados os deslocamentos e momentos na base obtidos para análise de primeira e segunda ordem.

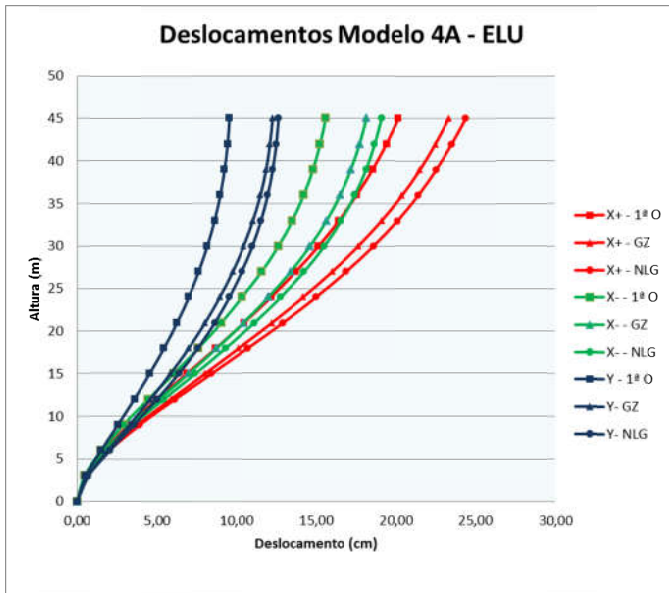


Gráfico 6.51–Deslocamentos laterais ELU.



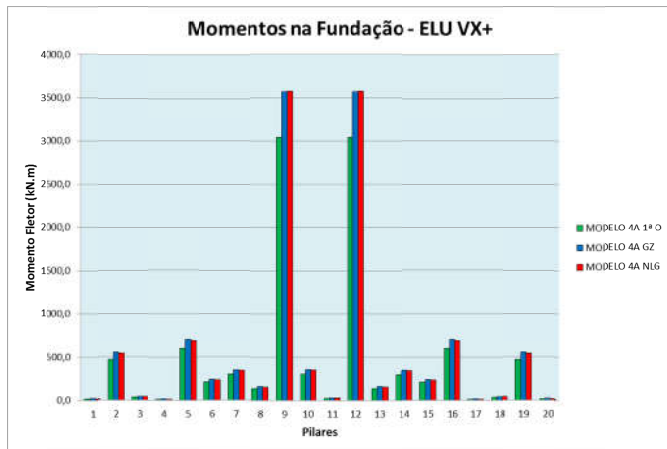


Gráfico 6.52- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX+

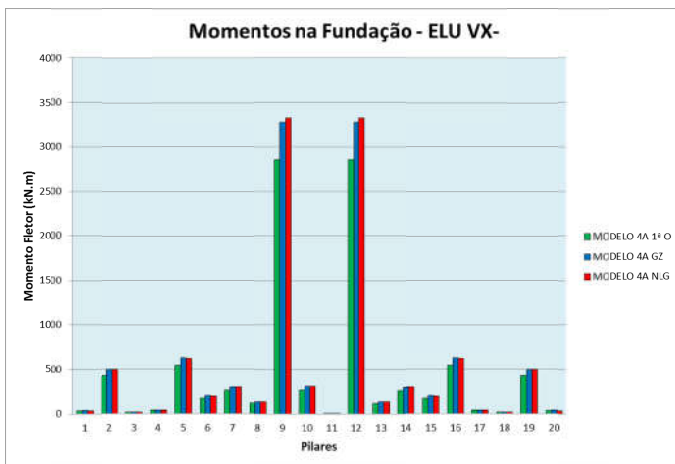


Gráfico 6.53- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX-

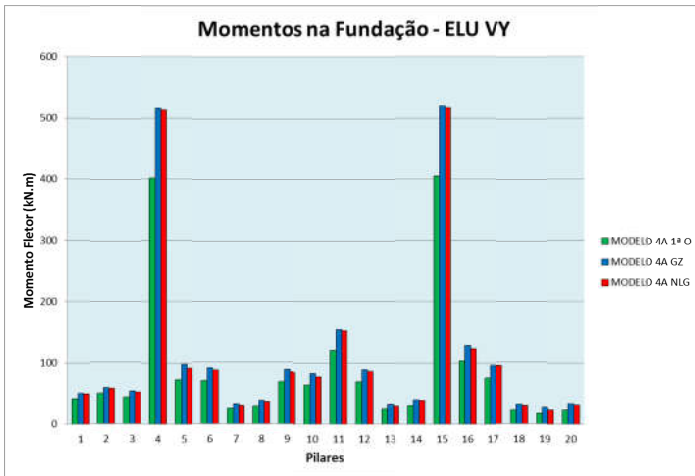


Gráfico 6.54- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY

Tabela 6.10- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)			Diferença entre Níveis		
	Dir. X+	Dir. X-	Dir. Y	Dir. X+	Dir. X-	Dir. Y
45	4,64	2,24	1,97	0,22	-0,02	0,03
42	4,43	2,26	1,94	0,23	0,00	0,04
39	4,19	2,26	1,90	0,25	0,03	0,06
36	3,94	2,23	1,84	0,28	0,06	0,08
33	3,66	2,17	1,76	0,30	0,09	0,09
30	3,36	2,08	1,67	0,33	0,12	0,11
27	3,03	1,96	1,56	0,35	0,16	0,13
24	2,68	1,80	1,43	0,37	0,19	0,15
21	2,31	1,61	1,28	0,39	0,22	0,16
18	1,92	1,39	1,12	0,40	0,25	0,18
15	1,53	1,14	0,94	0,40	0,27	0,19
12	1,13	0,87	0,75	0,39	0,28	0,21
9	0,74	0,59	0,54	0,35	0,27	0,21
6	0,40	0,32	0,33	0,27	0,22	0,21
3	0,12	0,10	0,12	0,12	0,10	0,12
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>D<sub>lim</sub></b>		<b>2,65</b>	<b>H<sub>lim</sub></b>		<b>0,35</b>

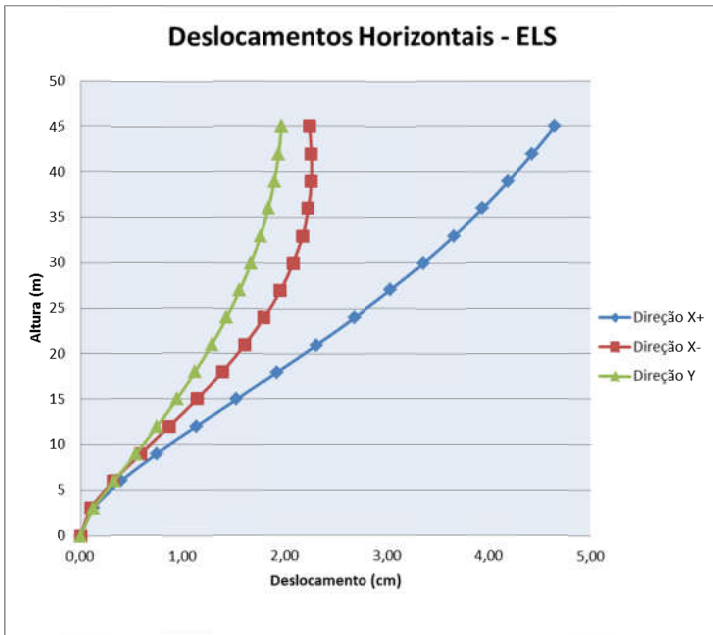


Gráfico 6.55- Deslocamentos laterais para ELS

O  $\gamma_z$  apresentou resultados muito bons em todas as direções, com valores muito próximos aos obtidos pelo P-Delta, até mesmo na direção X, onde as cargas verticais já causam deslocamento lateral da estrutura.

O deslocamento no topo do edifício para a direção Y foi 32% maior na análise de segunda ordem do que na análise linear. Para X+ e X- esta diferença ficou em torno de 20%. Estes resultados estão de acordo, ao menos qualitativamente, com o que mostravam os parâmetros de instabilidade.

Com relação aos momentos, conforme dito acima, o método simplificado se mostrou eficiente, com resultados muito próximos aos do P-Delta. Somente nos pilares-parede P9 e P12 os valores obtidos foram contra a segurança para a direção X-, porém, esta diferença foi inferior a 2%.

Com relação ao comportamento em serviço é possível notar que a estrutura apresenta problemas na direção X+, devendo ser enrijecida para atender aos limites no ELS.

## 6.4 .2Modelo 4B:

A figura 6.23 representa o modelo numérico da estrutura 4B.

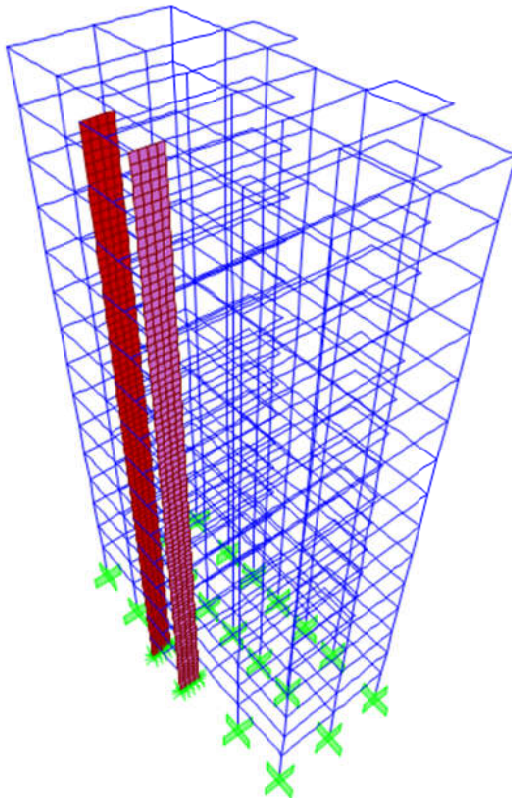


Figura 6.23- Modelo da estrutura 4B.

Para as direções X e Y foram encontrados os valores de 0,934 e 1,144, respectivamente, para o parâmetro  $\alpha$ . O  $\gamma_z$  foi de 1,214 e 1,161 para X+ e X-, respectivamente. Para Y foi encontrando o valor de 1,340, ultrapassando o limite imposto pela norma para poder usá-lo como majorador de esforços.

Os resultados apresentados pelos parâmetros de instabilidade para o modelo 4B, assim como no modelo anterior, indicam que a direção Y terá efeitos de segunda ordem de maiores intensidades. Abaixo estão os deslocamentos e momentos obtidos para este modelo.

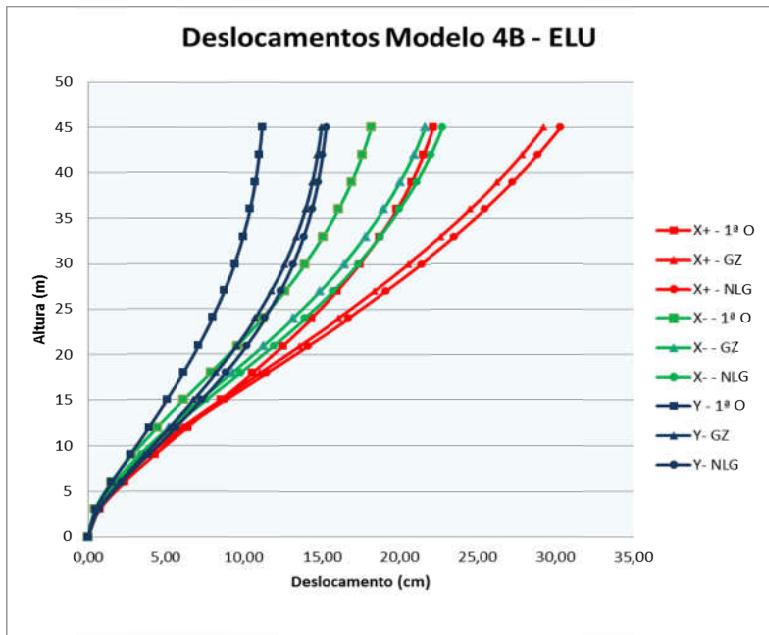


Gráfico 6.56–Deslocamentos laterais ELU.

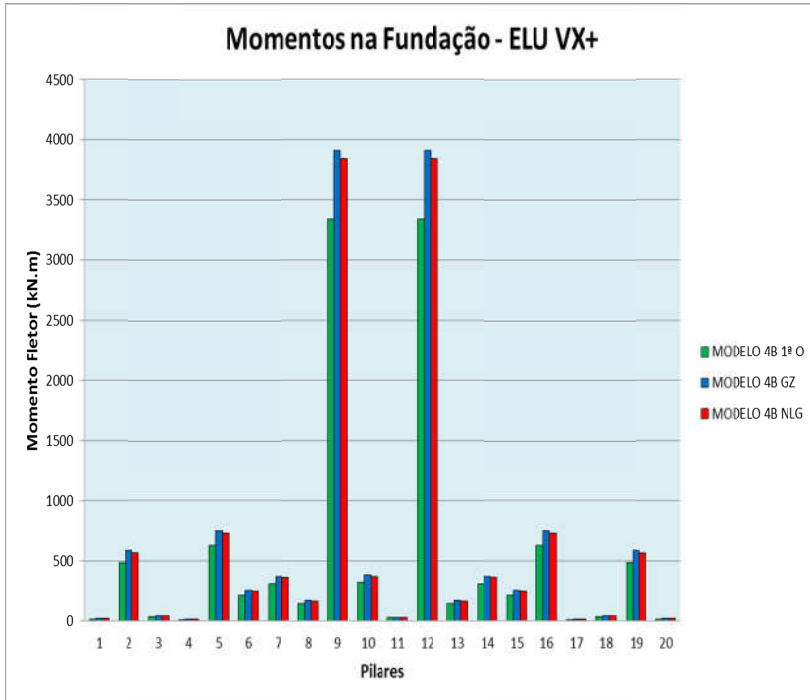


Gráfico 6.57- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX+



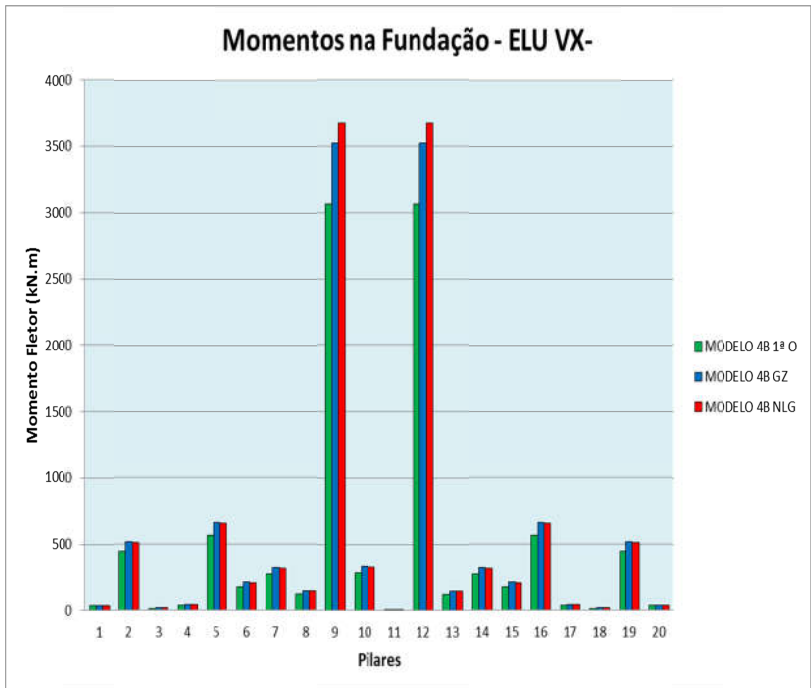


Gráfico 6.58- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX-

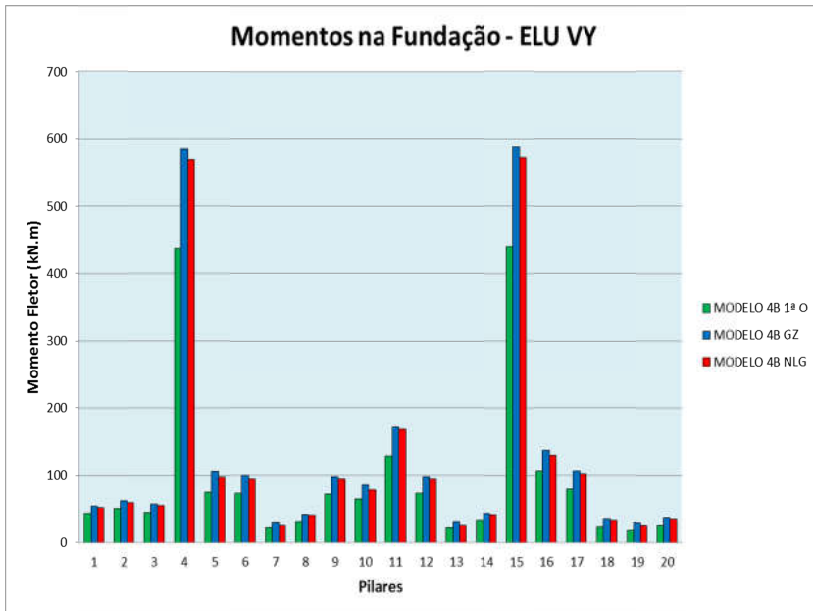


Gráfico 6.59- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY

Tabela 6.11- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)			Diferença entre Níveis		
	Dir. X+	Dir. X-	Dir. Y	Dir. X+	Dir. X-	Dir. Y
45	6,16	2,14	2,29	0,38	-0,10	0,05
42	5,78	2,24	2,24	0,40	-0,05	0,05
39	5,38	2,29	2,19	0,41	-0,01	0,07
36	4,97	2,30	2,12	0,44	0,03	0,10
33	4,53	2,27	2,02	0,45	0,07	0,11
30	4,08	2,20	1,91	0,46	0,12	0,13
27	3,62	2,08	1,78	0,48	0,17	0,15
24	3,14	1,91	1,63	0,50	0,21	0,18
21	2,64	1,70	1,45	0,49	0,24	0,20
18	2,15	1,46	1,25	0,49	0,28	0,21
15	1,66	1,18	1,04	0,47	0,29	0,23
12	1,19	0,89	0,81	0,43	0,30	0,24
9	0,76	0,59	0,57	0,37	0,27	0,24
6	0,39	0,32	0,33	0,27	0,21	0,22
3	0,12	0,11	0,11	0,12	0,11	0,11
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>D<sub>lim</sub></b> 2,65			<b>H<sub>lim</sub></b> 0,35		

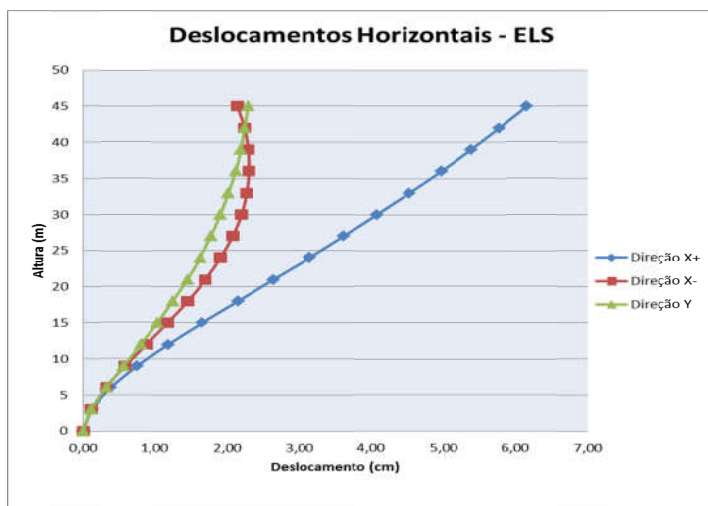


Gráfico 6.60- Deslocamentos laterais para ELS

Novamente, os resultados obtidos com o método simplificado para deslocamentos e momentos foram muito bons se comparados ao P-Delta. Na direção X+, para os pilares de maior rigidez (P9 e P12) os resultados foram a favor da segurança, enquanto que em X- o método simplificado apresentou valores um pouco contra a segurança, mas, para fins de engenharia, foram satisfatórios (diferença de 4%).

O diferença entre os deslocamentos no topo obtidos pela análise não-linear geométrica e pelo método simplificado foi muito pequena. Em X+ a diferença foi de 3,5%, enquanto para X- esta foi de 4,8%. Para a direção Y, onde, segundo a norma, o método simplificado não poderia ser utilizado, a diferença foi de apenas 1,9%.

O comportamento em serviço não atendeu as exigências da NBR6118, portanto esta estrutura precisaria ser enrijecida.

### 6.4 .3 Comparação 4A x 4B:

Tanto o modelo 4A quanto o 4B são consideradas estruturas de nós móveis com base nos parâmetros de instabilidade. Para a direção X+ o  $\gamma_z$  foi de 1,180 e 1,214 para os modelos 4A e 4B, respectivamente; em X- o  $\gamma_z$  foi de 1,144 e 1,161 e para Y foi de 1,284 e 1,340 para os modelos 4A e 4B, respectivamente. É importante notar que o método simplificado não deveria ser utilizado para a direção Y do modelo 4B, pois ultrapassa o limite de 1,30 estipulado pela norma.

O  $\alpha$  para a direção X foi de 0,886 e 0,934 para os modelos 4A e 4B, nesta ordem. Enquanto que para Y  $\alpha$  foi de 1,059 para o modelo A e 1,144 para o modelo B.

Abaixo estão os momentos fletores nas vigas somente para o vento atuando na direção Y dos modelos 4A e 4B. Na figura 6.18 são mostrados os momentos nas lajes causados pelo vento em Y.

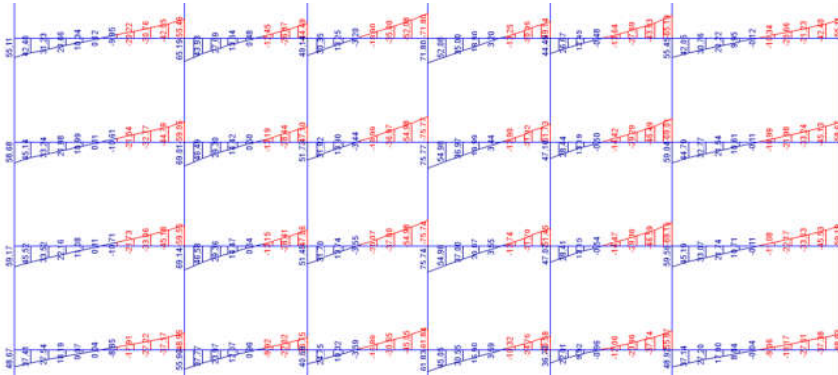


Figura 6.24- Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y. Modelo 4A, somente vento.

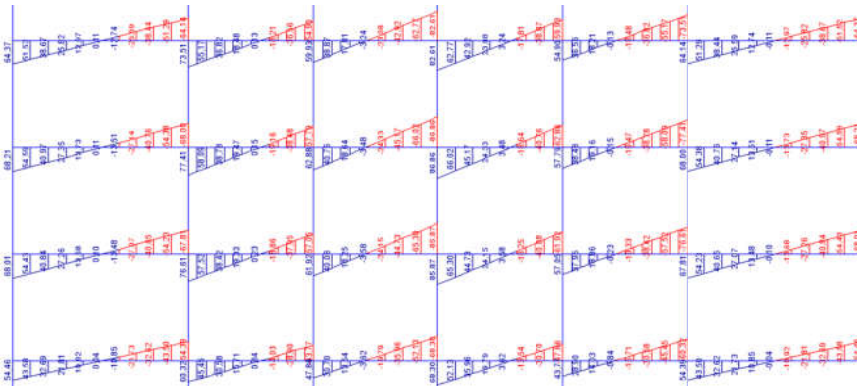


Figura 6.25- Momentos fletores nas vigas no pórtico da fachada da direção Y. Modelo 4B, somente vento.

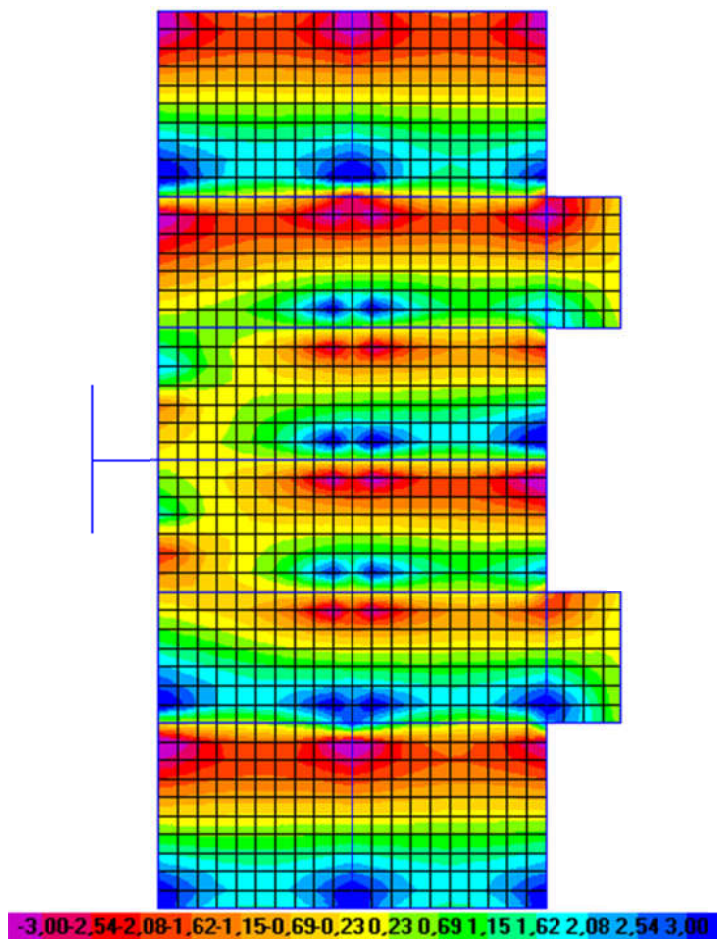


Figura 6.26- Momentos fletores nas lajes, direção Y. Modelo 4A, somente vento (kN.m/m).

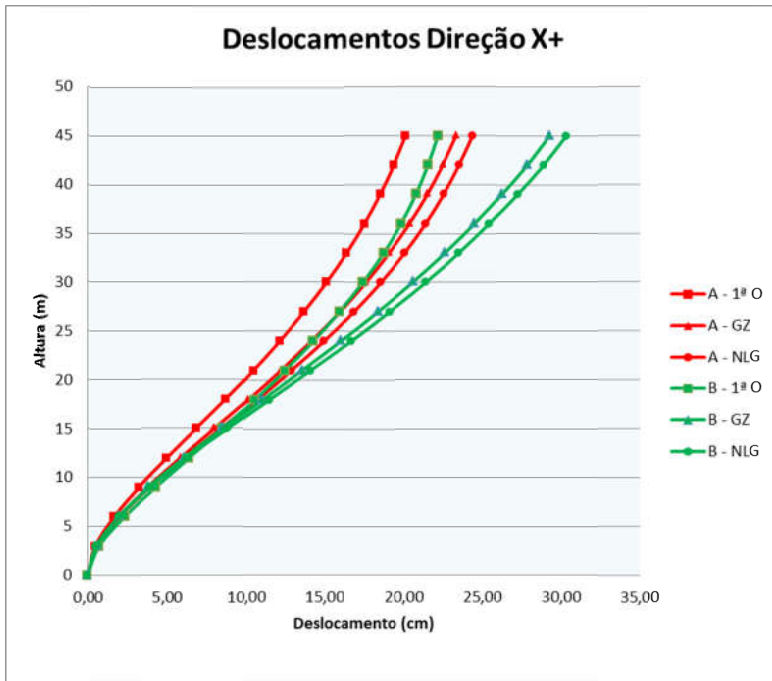


Gráfico 6.61- Comparação dos deslocamentos - Modelo 4A x 4B direção X+



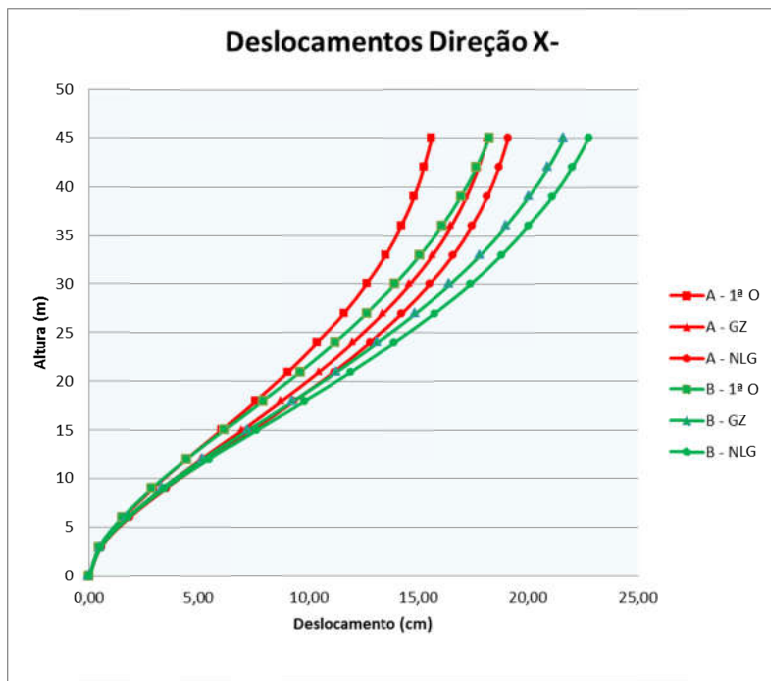


Gráfico 6.62- Comparação dos deslocamentos - Modelo 4A x 4B direção X-

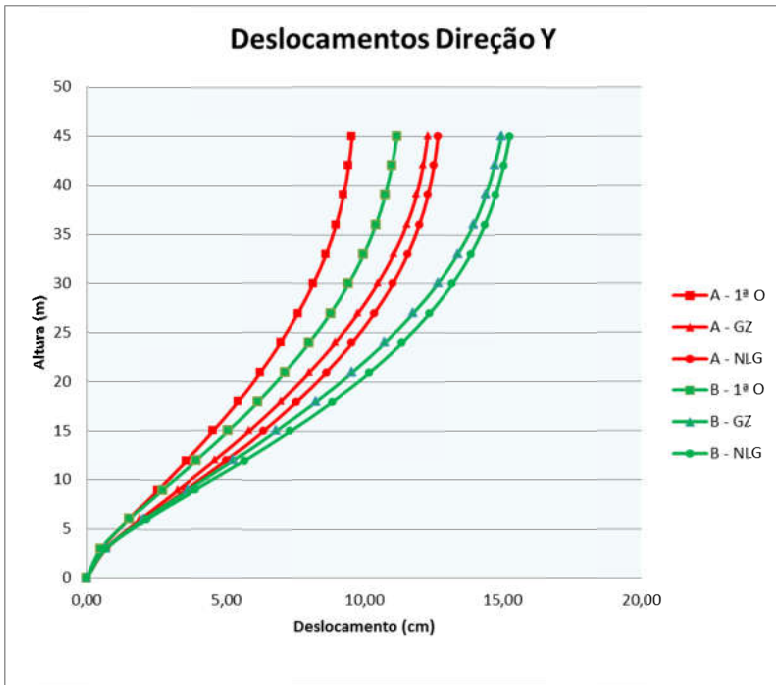


Gráfico 6.63- Comparação dos deslocamentos - Modelo 4A x 4B direção Y

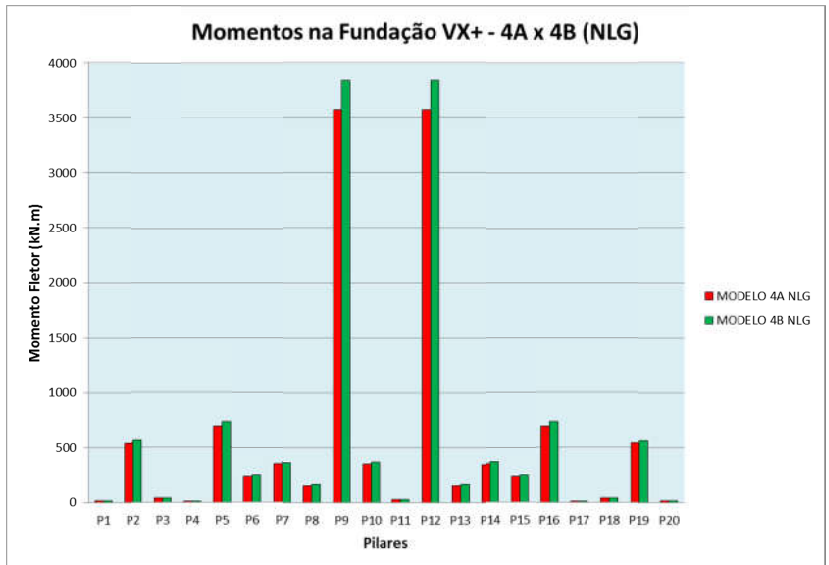


Gráfico 6.64- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 4A x 4B Direção X+.

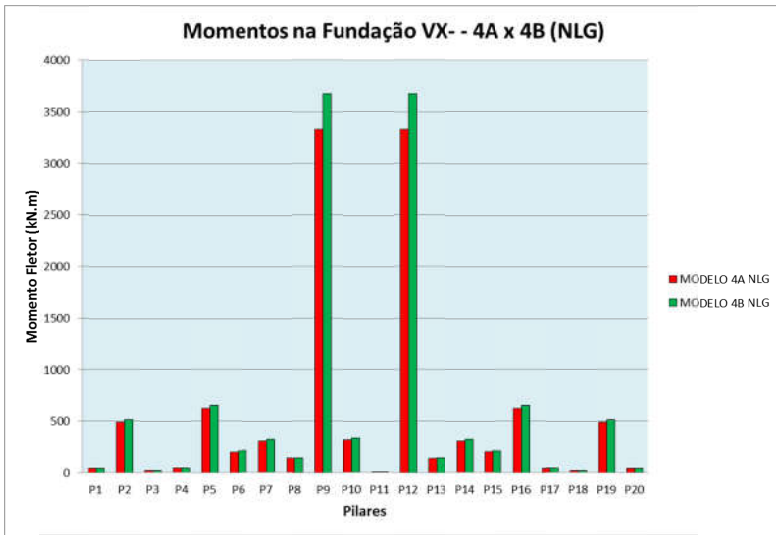


Gráfico 6.65- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 4A x 4B Direção X-.

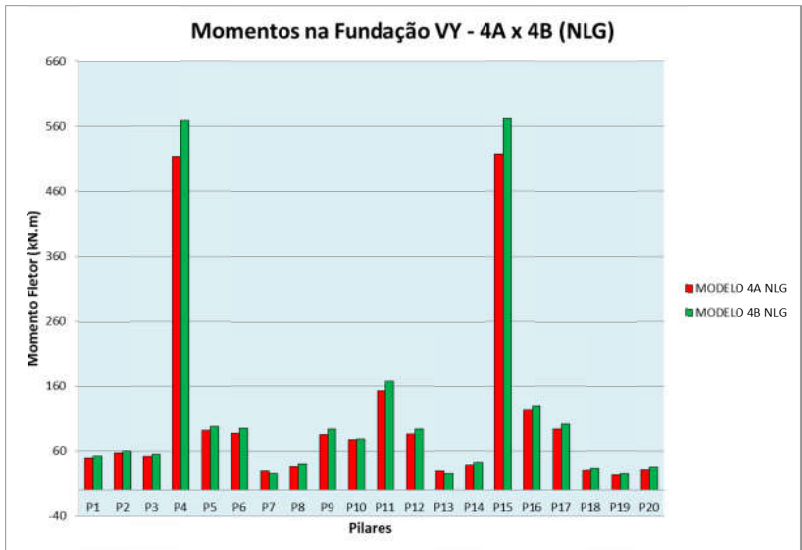


Gráfico 6.66- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 4A x 4B Direção Y.

Conforme dito anteriormente, o método simplificado mostrou-se eficiente para avaliar os efeitos de segunda ordem. Isto pode ser visto nos gráficos 6.63 a 6.65, onde os deslocamentos obtidos com P-Delta e com o método simplificado ficaram muito próximos. Além dos deslocamentos, os momentos na base também foram bem próximos àqueles apresentados pela análise não linear geométrica.

Esta estrutura, por ser relativamente apertada e não possuir lajes de grande espessura, não teve variação muito

grande nos esforços de um modelo para o outro, sendo da ordem de 10% nos pilares mais importantes, isto é, aqueles de maior inércia.

Já nos descolamentos, esta variação foi importante. Na análise para o ELS o modelo 4B teve deslocamentos 33% maiores do que o modelo 4A para a direção mais crítica.

Para este tipo de estrutura, como ela já possui alguns pórticos formados, é preferível enrijece-los a aumentar a espessura da laje.

### 6.5 .1Modelo 5A:

A seguir serão apresentados os resultados obtidos referentes às análises realizadas para a estrutura 5A. A figura 6.27 representa o modelo numérico desta estrutura.

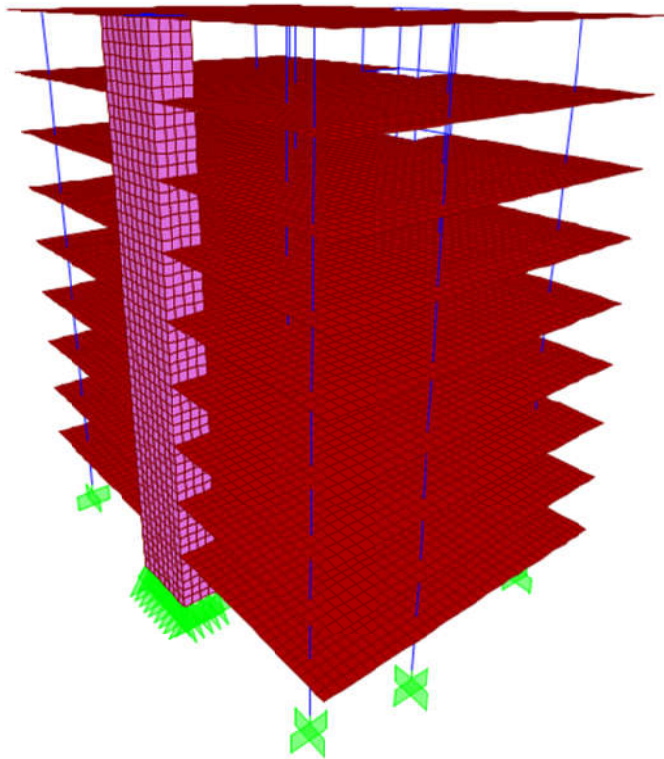


Figura 6.27- Modelo da estrutura 5A.

Os valores de  $\alpha$  obtidos para o modelo 5A foram 0,597 e 0,641 para as direções X e Y, respectivamente. Assim como nos modelos 2 e 4, a estrutura 5 também está sujeita a deslocamentos laterais somente sob aplicação de cargas verticais, portanto teremos dois valores de  $\gamma_z$  para a direção Y. Além disso, esta estrutura está sujeita a efeitos torcionais quando o vento atua na direção X (figura 6.28). Para obter o  $\gamma_z$  da direção X utilizou-se o mesmo procedimento da estrutura 2, isto é, adotou-se o deslocamento médio da fachada, pois, como é mostrado na figura 6.28, a estrutura 5 sofre torção causada pelas cargas laterais.

Para a direção X o valor encontrado de  $\gamma_z$  foi 1,071. Para Y+ e Y- os valores foram 1,038 e 1,113.

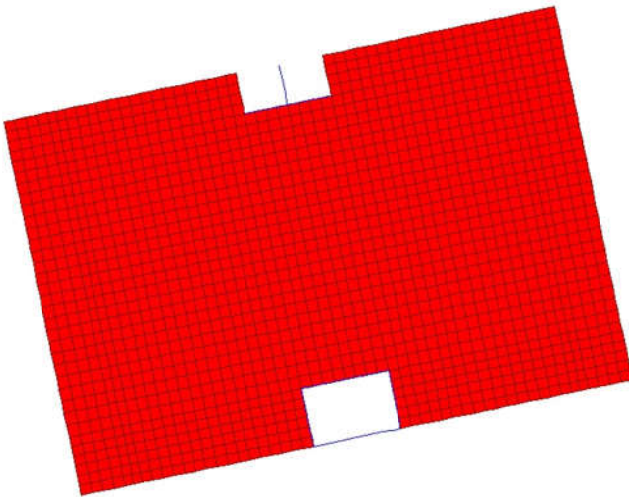


Figura 6.28 –Torção na estrutura 5A.



Excetuando-se a direção Y-, onde, de acordo com o  $\gamma_z$  os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, a estrutura pode ser considerada de nós fixos. Os deslocamentos e momentos fletores na base para as análises de primeira e segunda ordem se encontram nas tabelas 6.72a 6.75.

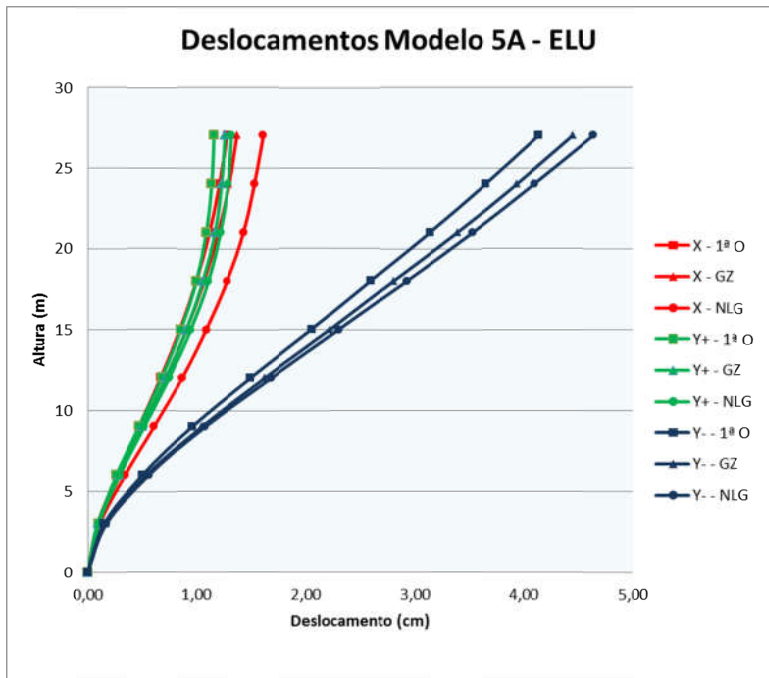


Gráfico 6.67–Deslocamentos laterais ELU.

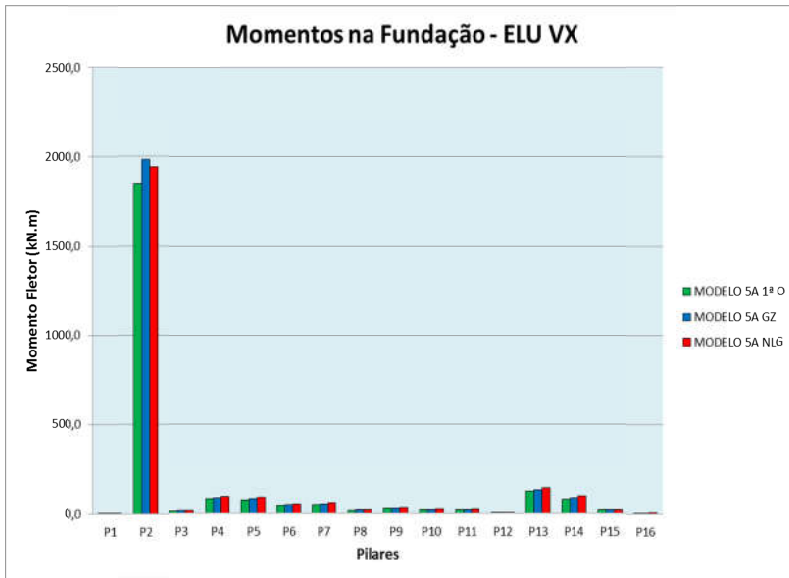


Gráfico 6.68- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

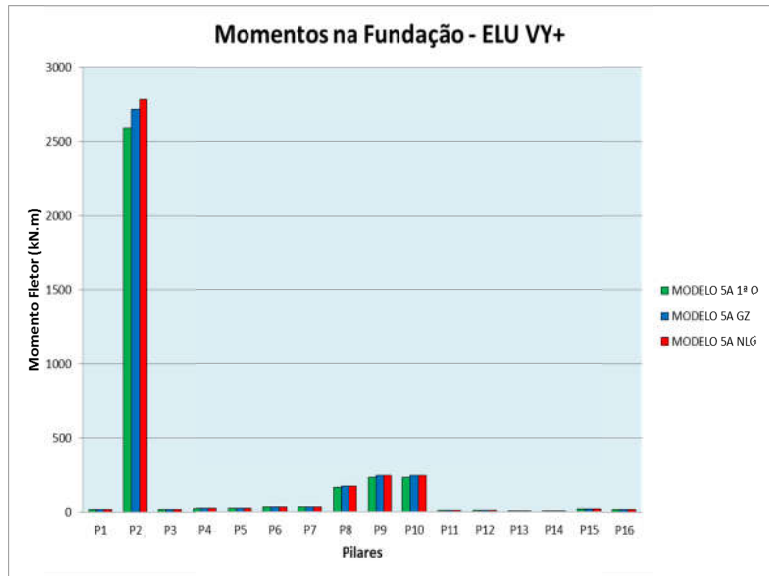


Gráfico 6.69- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+

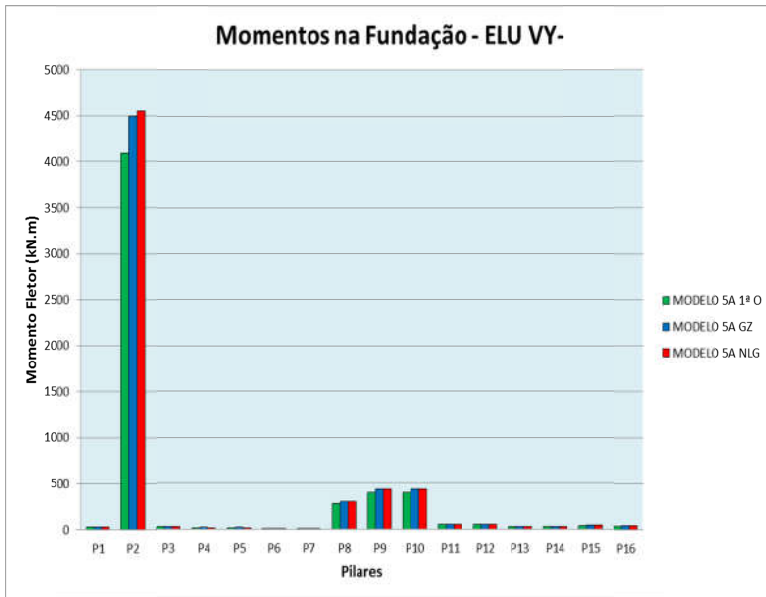


Gráfico 6.70- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-

Tabela 6.12- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)			Diferença entre Níveis		
	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-
27	0,25	-0,32	1,40	0,01	-0,09	0,18
24	0,24	-0,23	1,22	0,02	-0,09	0,18
21	0,22	-0,14	1,04	0,02	-0,07	0,19
18	0,20	-0,07	0,86	0,03	-0,05	0,19
15	0,17	-0,02	0,67	0,03	-0,03	0,18
12	0,14	0,01	0,49	0,04	-0,02	0,18
9	0,10	0,03	0,31	0,04	0,01	0,15
6	0,06	0,02	0,16	0,04	0,01	0,11
3	0,02	0,01	0,05	0,02	0,01	0,05
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$D_{lim}$		1,59		$H_{lim}$		0,35

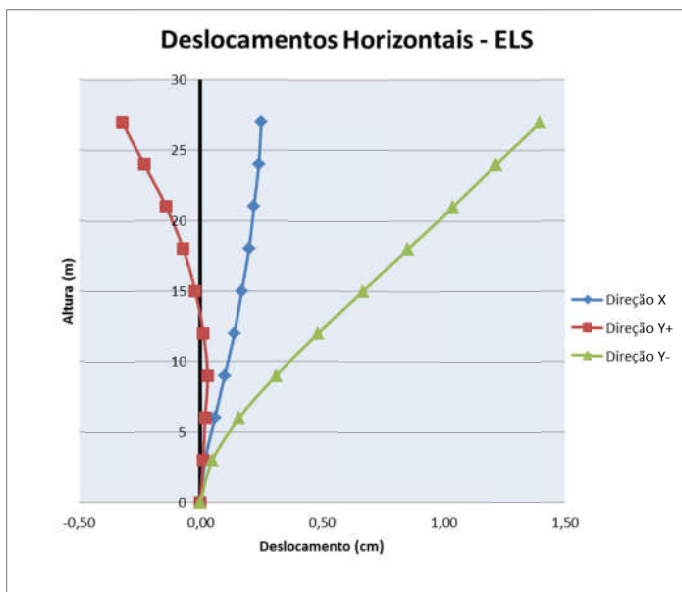


Gráfico 6.71- Deslocamentos laterais para ELS

Analisando-se os deslocamentos máximos, a diferença entre o P-Delta e o método simplificado foi de 17,5% para a direção X. Em termos relativos esta é uma diferença grande, no entanto, em valores absolutos foi de apenas 0,24 cm. Vale ressaltar que na direção X é aquela onde há torção. Para Y+ e Y- a diferença entre os métodos foi de 4,8% e 4,3%, respectivamente.

O momento fletor no núcleo P2 obtido pelo método simplificado foi de 1981 kN.m, enquanto para o P-Delta foi de 1942 kN.m, portanto a diferença entre eles é de 2% a favor da segurança. Já para Y+ esta diferença ficou em 2,3% e em Y- foi de 1,3%. Em ambos os casos o métodos simplificado ficou contra a segurança, porém, em termos de engenharia, não é relevante.

Portanto, pode-se perceber que, para este modelo, a utilização do  $\gamma_z$  como majorador dos esforços apresentou bons resultados.

De acordo com a tabela 6.12 a estrutura atendeu os limites impostos pela norma no que tange o ELS. O valor negativo apresentado no gráfico 6.76 é devido ao deslocamento no topo devido somente às cargas verticais ser maior que o causado pelo carregamento do vento para a combinação de carregamento em serviço.

### 6.5 .2Modelo 5B:

Abaixoestá representado o modelo numérico da estrutura 4B. Neste modelo as lajes têm como função apenas transmitir as cargas horizontais por todo pavimento, isto é, funcionam como diafragma rígido.

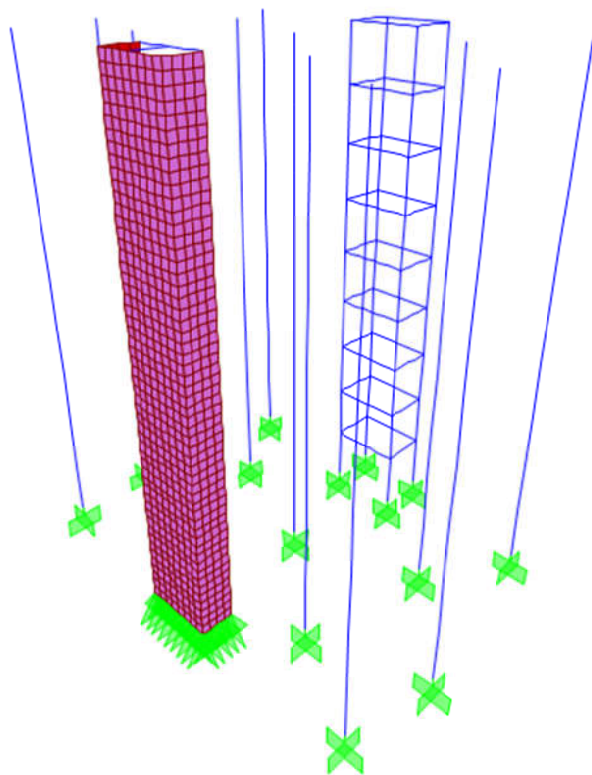


Figura 6.29- Modelo da estrutura 5B.

Os valores de  $\alpha$  obtidos para o modelo 5B foram 1,212 e 1,170 para as direções X e Y, respectivamente. O  $\gamma_z$  para X foi de 1,315 e para Y+ e Y- foi de 1,236 e 1,299, nesta ordem. Segundo estes parâmetros, a estrutura é caracterizada como sendo de nós móveis, tendo efeitos importantes de segunda ordem, estando no limite para a utilização do método simplificado na direção Y-. A figura 6.30 mostra a deformada da estrutura vista de cima e sob a ação do vento atuando na direção X, evidenciando a torção que este carregamento causa à estrutura.

Os resultados encontrados para este modelo estão nos gráficos a seguir.

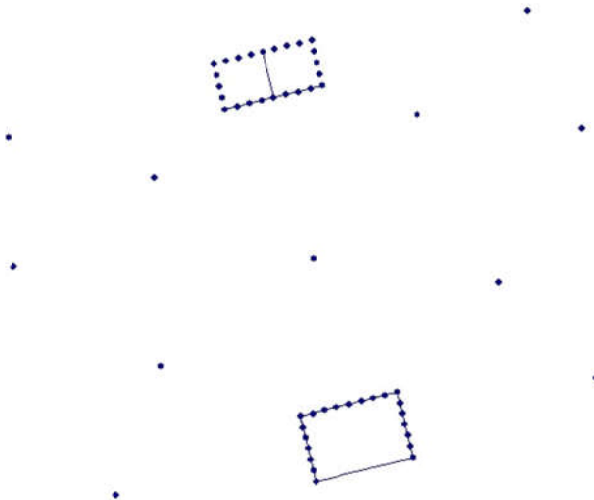


Figura 6.30 –Torção na estrutura 5B.



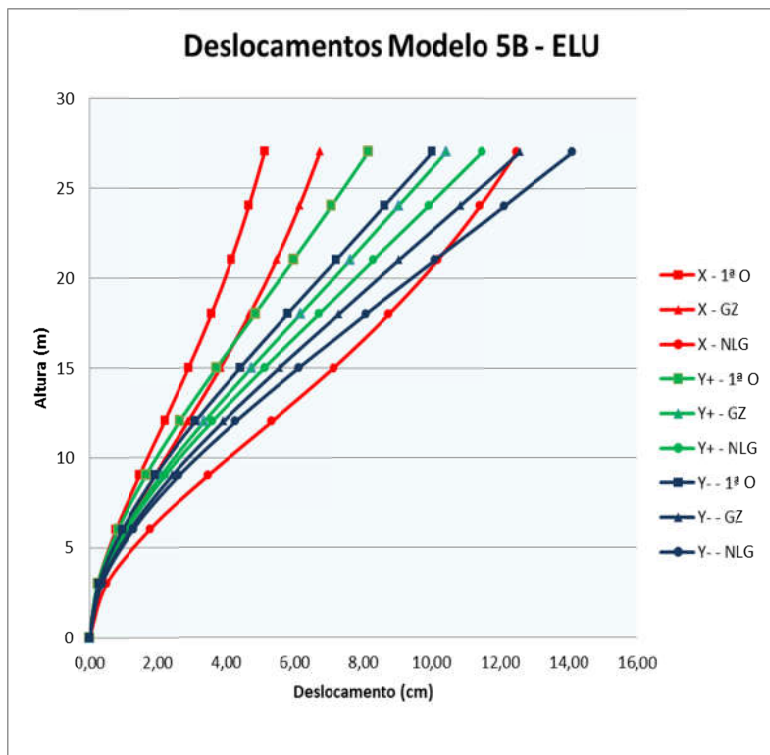


Gráfico 6.72–Deslocamentos laterais ELU.

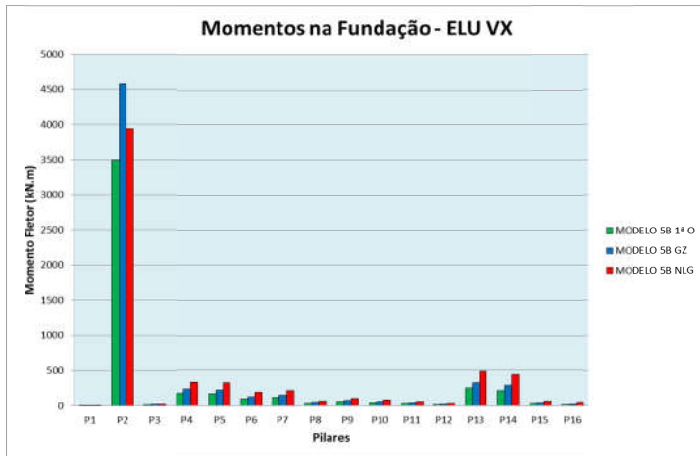


Gráfico 6.73- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VX

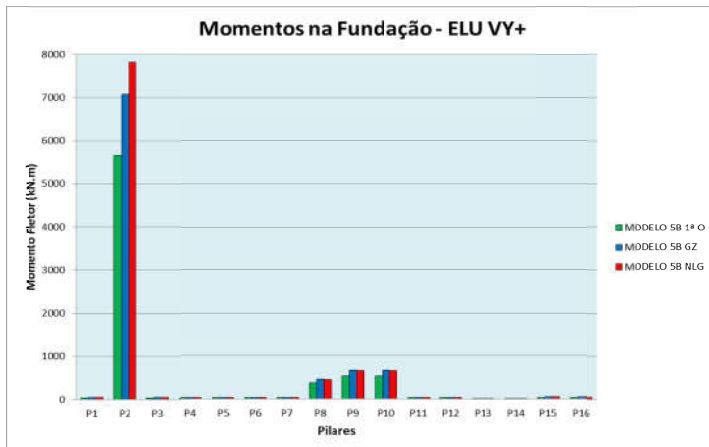


Gráfico 6.74- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY+

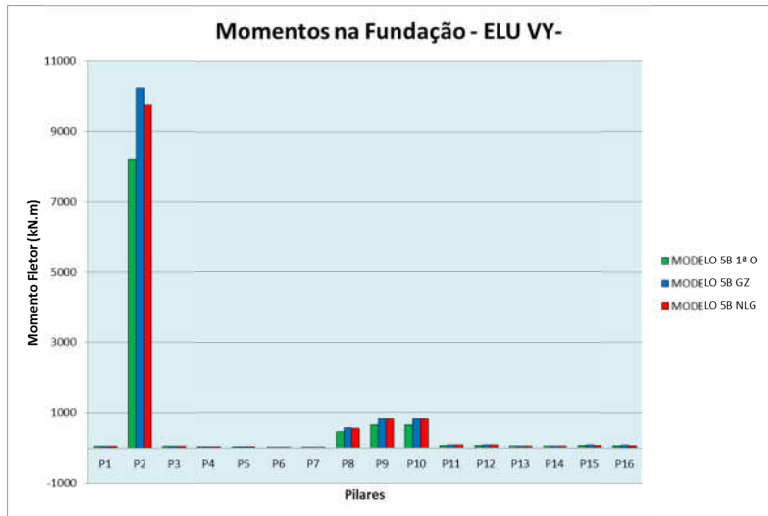


Gráfico 6.75- Momentos de 1ª ordem e momentos totais na base dos pilares para VY-

Tabela 6.13- Deslocamentos laterais no ELS

Nível (m)	Deslocamento (cm)			Diferença entre Níveis		
	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-	Dir. X	Dir. Y+	Dir. Y-
27	1,24	2,29	3,11	0,11	0,29	0,43
24	1,13	2,00	2,68	0,12	0,31	0,43
21	1,01	1,69	2,25	0,14	0,32	0,43
18	0,87	1,37	1,82	0,15	0,31	0,42
15	0,72	1,06	1,40	0,18	0,31	0,41
12	0,54	0,75	0,99	0,18	0,28	0,37
9	0,37	0,47	0,62	0,17	0,23	0,31
6	0,20	0,24	0,31	0,14	0,17	0,22
3	0,06	0,07	0,09	0,06	0,07	0,09
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>D<sub>lim</sub></b>		<b>1,59</b>		<b>H<sub>lim</sub></b>		<b>0,35</b>

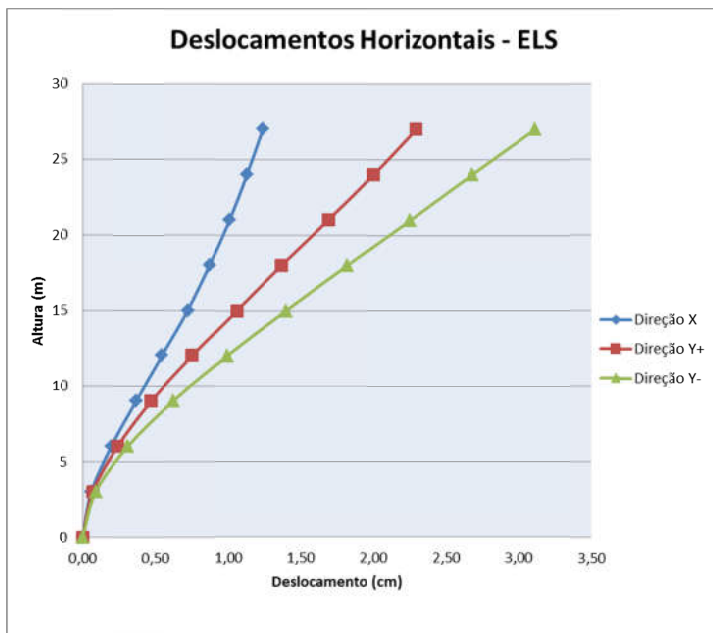


Gráfico 6.76- Deslocamentos laterais para ELS

No modelo 5B o método simplificado não apresentou resultados satisfatórios para a direção X, pois o efeito da torção foi muito grande. O momento encontrado para o P2 por meio deste método foi 16% maior que o encontrado utilizando P-Delta. Já para os outros pilares, os valores foram contra a segurança. Para o pilar P15 o momento da base obtido pelo método simplificado foi de 68% ao obtido pela análise não-linear geométrica.

Para as direções Y+ e Y-, excetuando-se o pilar P2, os momentos na base foram parecidos para ambos os métodos. Na direção Y+ a diferença foi de 9,5%, com o método simplificado

sendo a favor da segurança, enquanto que para a direção Y- esta diferença foi de 4,9% contra a segurança.

Já para os deslocamentos, a diferença entre o método simplificado e P-Delta foi de 82,9%, 8,6% e 7,6% para as direções X, Y+ e Y-, respectivamente.

Em serviço o comportamento deste modelo não foi satisfatório, sendo o deslocamento quase duas vezes maior que o limite imposto pela NBR6118 na direção mais crítica.

### 6.5 .3 Comparação 5A x 5B:

A estrutura 5B teve um comportamento muito pior do que a 5A. As lajes foram fundamentais para estabilizar a estrutura, tanto que o modelo 5A pode ser considerado, praticamente, como estrutura de nós fixos.

Para a direção X o  $\gamma_z$  foi de 1,071 e 1,315 para os modelos 5A e 5B, respectivamente; em Y+ o  $\gamma_z$  foi de 1,038 e 1,205 e para Y- foi de 1,113 e 1,292 para os modelos 5A e 5B, respectivamente.

O  $\alpha$  para a direção X foi de 0,597 e 1,212 para os modelos 5A e 5B. Já para a direção Y  $\alpha$  foi de 0,641 para o modelo 5A e 1,170 para o modelo 5B. Nas figuras 6.26 e 6.27 estão apresentados os momentos fletores causados pelas cargas de vento nas lajes.

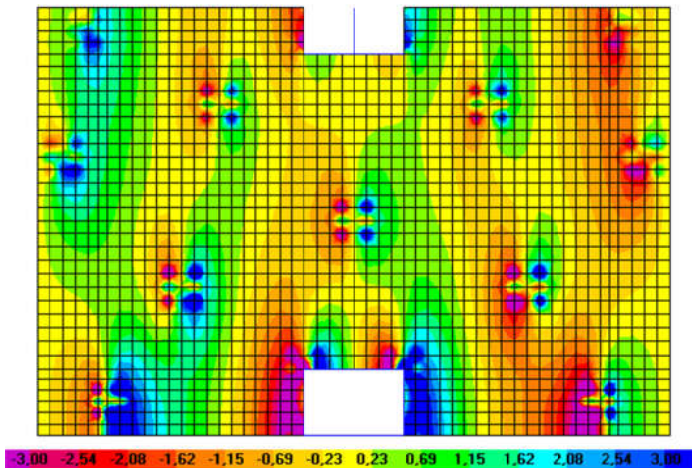


Figura 6.31- Momentos fletores nas lajes, direção X. Modelo 5A, somente vento (kN.m/m).

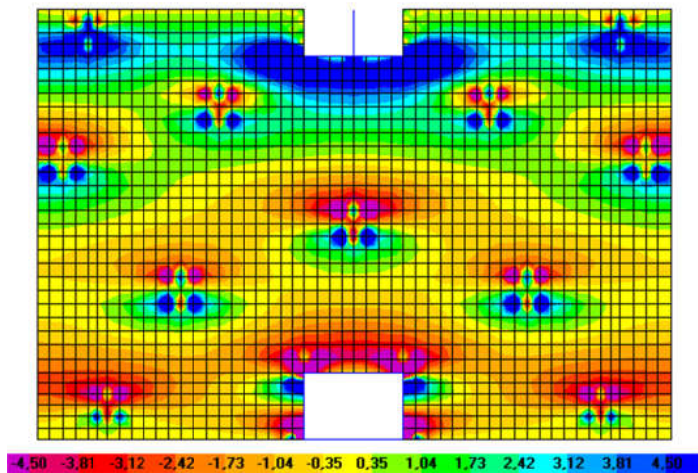


Figura 6.32- Momentos fletores nas lajes, direção Y-. Modelo 5A, somente vento (kN.m/m).

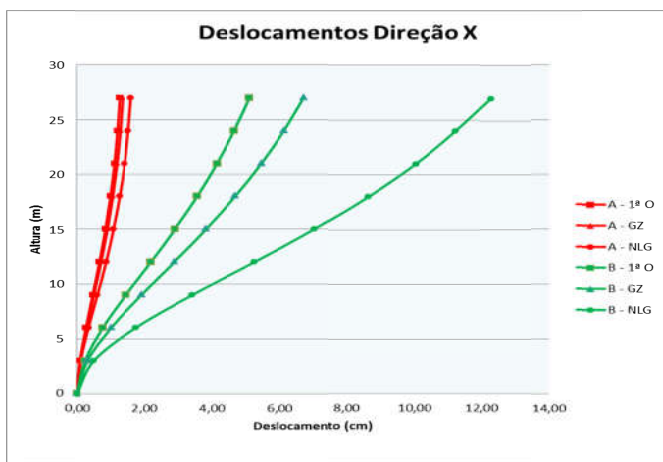


Gráfico 6.77- Comparação dos deslocamentos - Modelo 5A x 5B direção X

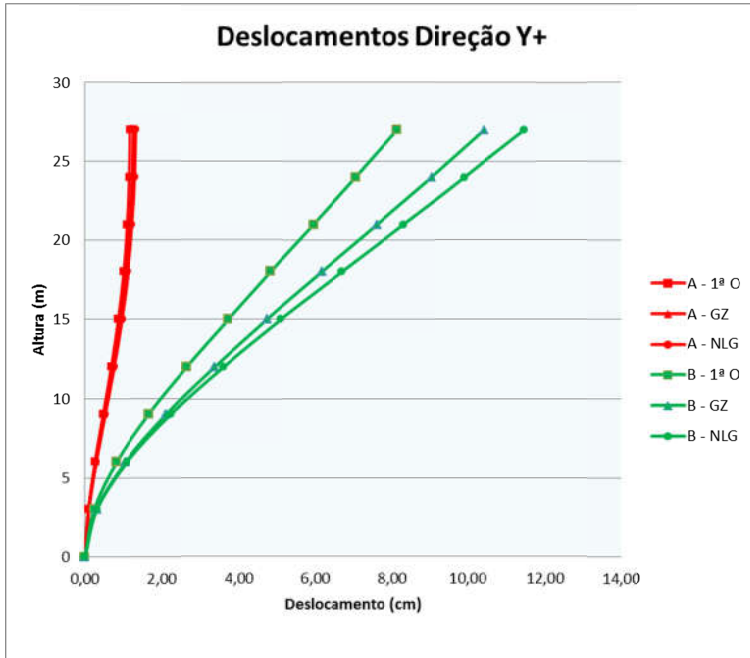


Gráfico 6.78- Comparação dos deslocamentos - Modelo 5A x 5B direção Y+



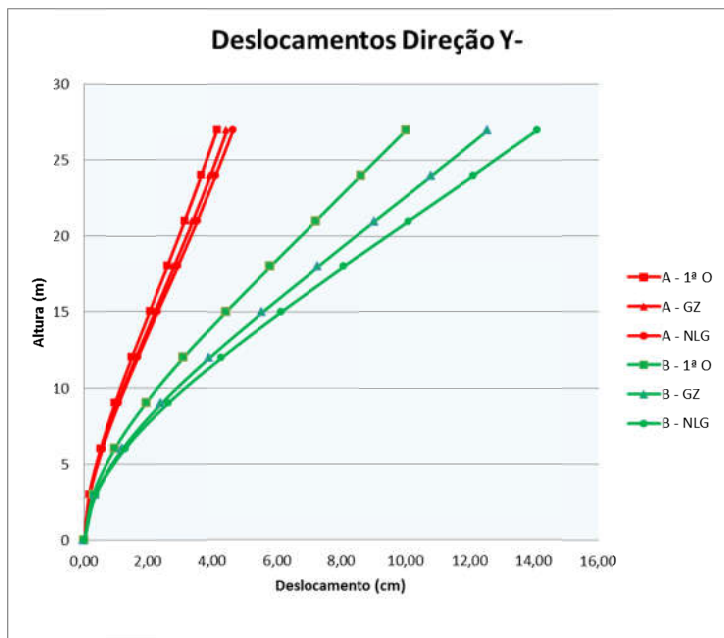


Gráfico 6.79- Comparação dos deslocamentos - Modelo 5A x 5B direção Y-

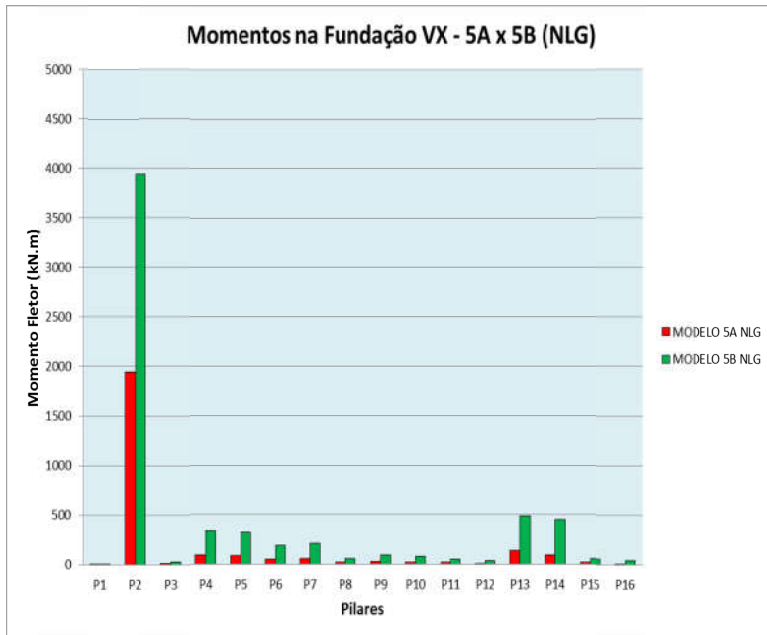


Gráfico 6.80- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 5A x 5B Direção X.

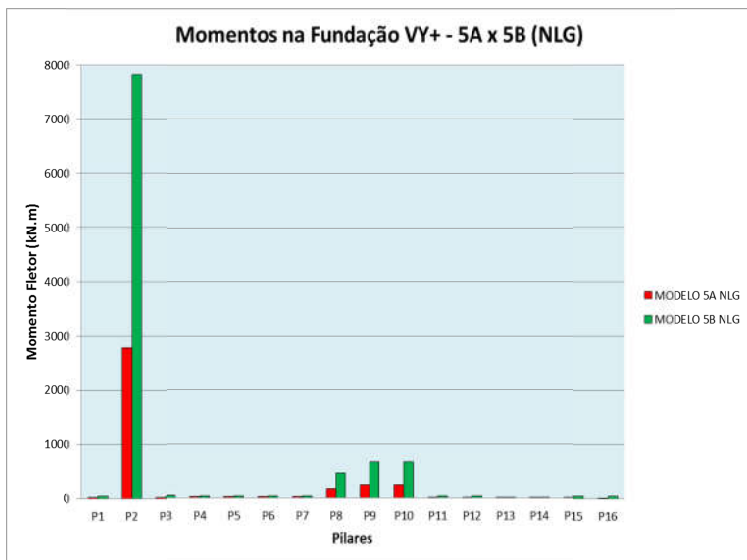


Gráfico 6.81- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 5A x 5B Direção Y+.

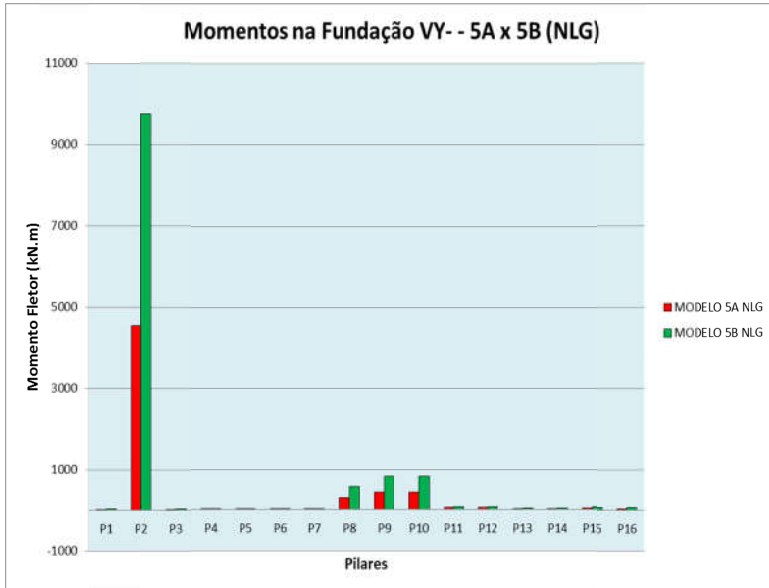


Gráfico 6.82- Comparação dos momentos totais na base - Modelo 5A x 5B Direção Y-.

Nesta estrutura os pilares estão desalinhados, impossibilitando a formação de pórticos. Desta forma, as lajes, por possuírem uma espessura significativa, tem um papel muito importante na estabilidade da edificação.

A partir do gráfico 6.77 podemos ver que o método simplificado apresentou resultados muito ruins para a direção X no modelo 5B, sendo o deslocamento no topo quase metade ao obtido pelo P-Delta.

Os esforços também variaram muito de um modelo para outro. No P2, o principal responsável pela estabilidade da estrutura, os esforços do modelo 5B foram praticamente o dobro dos do modelo 5A, chegando a 140% para a direção Y+.

A partir dos resultados apresentados acima é possível concluir que as lajes são fundamentais na estabilidade deste edifício, sendo a sua inclusão no modelo vital para o bom comportamento da estrutura sem que haja necessidade de aumentar seção dos pilares para garantir estabilidade. Em serviço, como foi observado, o modelo 5A apresentou resultados muito melhores.

## 6.6 Variação da espessura das lajes:

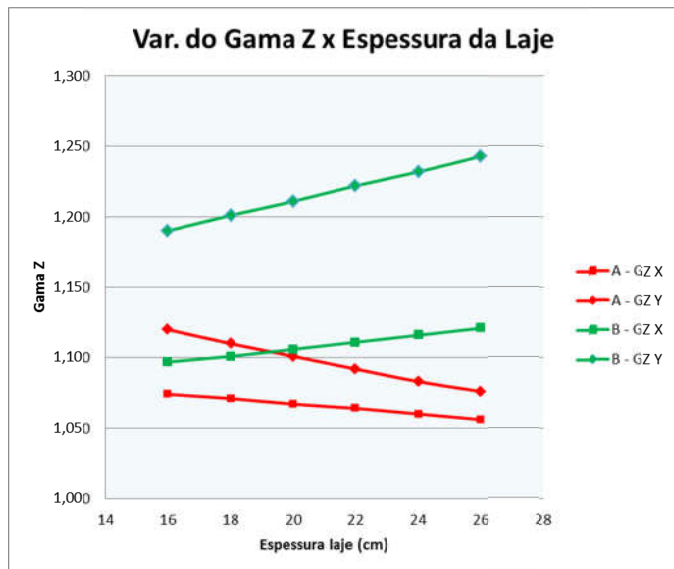
Neste item será avaliado o comportamento estrutural variando a espessura da laje. O modelo escolhido foi o da estrutura 1, por ser mais simples devido à dupla simetria, alinhamento de pilares e formato retangular. Desta maneira é mais fácil interpretar os resultados obtidos quando a espessura da laje é alterada. Assim como no capítulo 6, foram modeladas 2 estruturas: 1A e 1B. O modelo 1A é aquele onde a laje é considerada, enquanto no B ela só funciona como diafragma rígido, exatamente como explicado no capítulo 5.

As espessuras utilizadas foram: 16, 18, 20, 22, 24 e 26 centímetros. As dimensões dos outros elementos estruturais, como vigas e pilares, não foram alteradas. Obviamente, estas peças deveriam ser redimensionadas, afinal o carregamento devido ao peso próprio aumentou, porém, como dito anteriormente, o objetivo aqui é analisar somente o efeito das lajes na estabilidade global da estrutura.

Todas as outras características do modelo, como carregamento vertical e lateral, não-linearidade física, combinação utilizadas etc. são exatamente iguais às descritas no capítulo 5. Abaixo estão os resultados dos modelos estudados. O deslocamento no topo indicado no gráfico 6.92 é referente à análise não-linear geométrica.

Tabela 6.14- Valores de  $\gamma_z$ 

Esp. (cm)	Gama Z			
	A		B	
	X	Y	X	Y
16	1,074	1,120	1,097	1,190
18	1,071	1,110	1,101	1,201
20	1,067	1,101	1,106	1,211
22	1,064	1,092	1,111	1,222
24	1,060	1,083	1,116	1,232
26	1,056	1,076	1,121	1,243

Gráfico 6.83–Variação do  $\gamma_z$  x Espessura para os modelos 1A e 1B

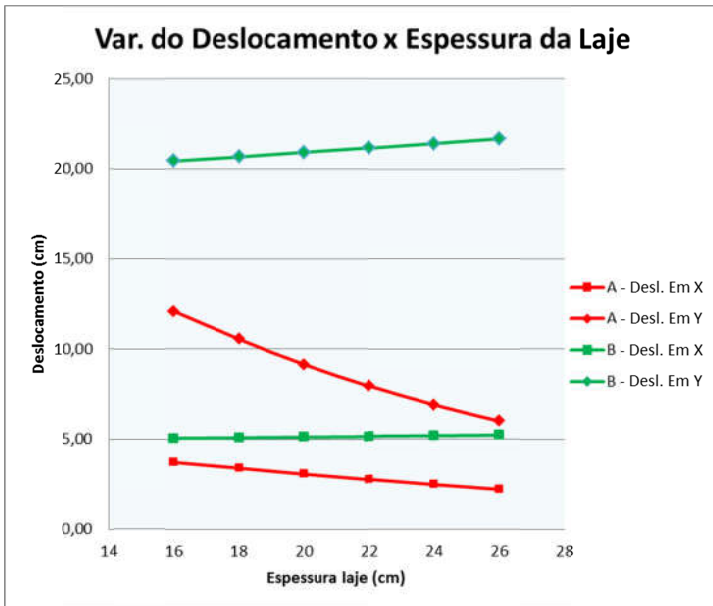


Gráfico 6.84—Variação do deslocamento x Espessura para os modelos 1A e 1B

Nos gráficos 6.83 e 6.84 fica evidente que o aumento da espessura das lajes modifica as respostas dos modelos de maneiras opostas. Para o modelo 1A, a medida que as lajes aumentam o  $\gamma_z$  e os deslocamentos de segunda ordem diminuem. Apesar do aumento do peso próprio, o que afeta negativamente a estabilidade global, a rigidez que as lajes concedem a estrutura tem mais efeito em estabilizar a estrutura do que o peso próprio em desestabilizar. Pode-se perceber também que estas são mais importantes na direção mais flexível (Y), onde a inclinação da reta é mais acentuada.



Para o modelo 1B o raciocínio é exatamente o oposto. Como as lajes funcionam somente como diafragma rígido, sua rigidez à flexão não é computada no modelo, sendo incorporado somente o acréscimo de carga. Conforme dito acima, este aumento de carregamento é prejudicial à estabilidade global da edificação, e é o que as curvas referentes ao modelo 1B apresentam. À medida que a espessura aumenta o  $\gamma_z$  e os deslocamentos de segunda ordem também aumentam. Na direção mais flexível este aumento é mais intenso. No gráfico 6.84 pode-se perceber que para a direção X, a mais rígida, os deslocamentos se alteraram muito pouco. Se no modelo fosse considerada uma mesa colaborante, com certeza haveria uma diminuição dos deslocamentos.

Evidentemente, aumentar a espessura das lajes não é a melhor solução para se estabilizar uma estrutura. A melhor forma de se fazer isso é aumentando a rigidez dos principais elementos de contraventamento, como pórticos e núcleos de rigidez. Além de gastar muito material com este aumento de espessura, os outros elementos são mais eficientes e, conseqüentemente, mais baratos.

No entanto, este exemplo mostra que as lajes tem influência considerável na rigidez da estrutura, afinal com espessura de 16 cm o  $\gamma_z$  foi de 1,120 para 1,076 e o deslocamento no topo foi de 12,1 cm para 5,98 cm (direção Y).

## 6.7 Consideração da ligação laje-pilar:

Em modelos mais simples os pilares são modelados como elementos de barra, e a ligação entre eles e a laje é efetuada pelo nó em comum com estes elementos. Provavelmente, esta modelagem seja a mais comum nos escritórios de projetos estruturais.

Na teoria da elasticidade quando uma placa é carregada com uma carga pontual os momentos na placa tendem ao infinito, portanto, no caso da ligação laje-pilar, pode-se concluir que os momentos nesta região serão muito maiores do que realmente são, afinal o pilar é uma região, e não um ponto.

Segundo PUEL e LORIGGIO (2016), existem várias formas de modelar esta ligação. De acordo com os autores, a ligação por meio de um nó único é, provavelmente, a pior representação desta. Existem outras formas de realizar a modelagem desta região, como utilizar elementos sólidos para representar o pilar, a utilização de barras rígidas, etc. Neste estudo optou-se por modelar os pilares com elementos tridimensionais.

Neste item, assim como no anterior, será utilizada a estrutura 1A pelos mesmos motivos expostos. Será analisado o modelo do item 6.1.1, onde a ligação entre laje-pilar é dada somente pelo nó em comum entre os elementos e outro modelo onde os pilares são modelados com elementos sólidos (fig. 6.31), portanto considerando a rigidez da ligação de forma mais refinada.

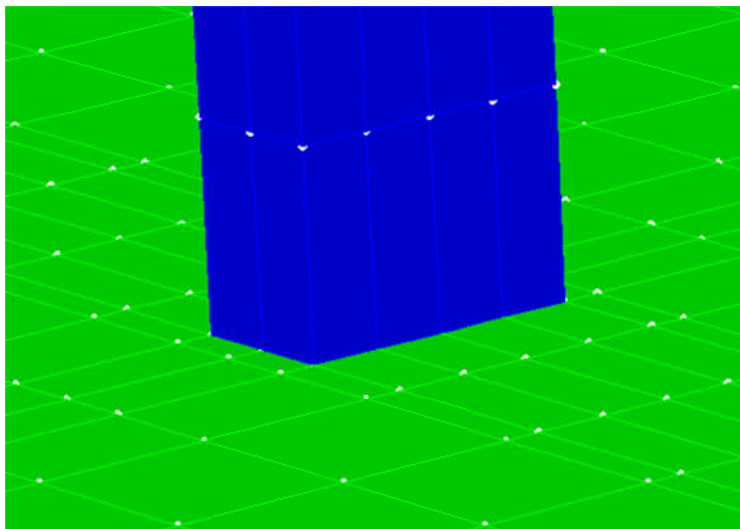


Figura 6.33- Detalhe do modelo com pilar como elemento sólido.

Destes modelos serão avaliados o  $\gamma_z$  e os deslocamentos de primeira e segunda ordem obtidos por P-Delta.

Na estrutura onde o pilar foi modelado como barra encontrou-se um  $\gamma_z$  de 1,074 para a direção X e 1,120 para Y. Já para o modelo cujos pilares foram modelados como elementos sólidos o  $\gamma_z$  foi de 1,057 e 1,095 para X e Y, respectivamente.

Nos gráficos 6.93 e 6.94 estão as comparações entre os deslocamentos dos modelos para análises de primeira e segunda ordem para ambas as direções. “CL” é onde as ligações entre laje-pilar é considerada de forma refinada, isto é, os pilares foram modelados como elementos sólidos. Já “SL” considera a ligação entre os elementos acontecendo somente pelo nó em comum. CL

significa “com ligação”, isto é, onde os pilares foram modelados com elementos sólidos e SL é “sem ligação”, ou seja, os pilares foram modelados com elementos de barra. Já 1ªO é referente à análise de primeira ordem, enquanto NLG significa que analisou-se a estrutura por meio dano-linearidade geométrica.

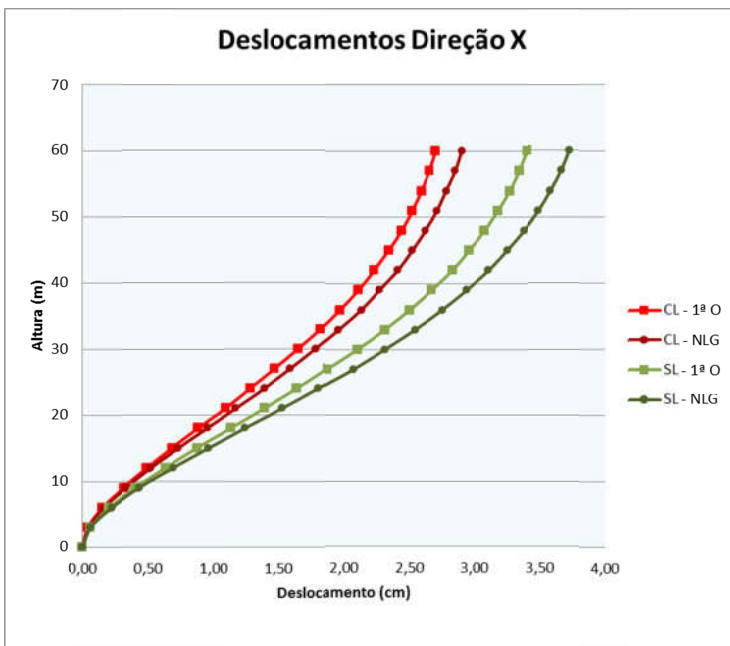


Gráfico 6.85–Deslocamentos laterais no ELU

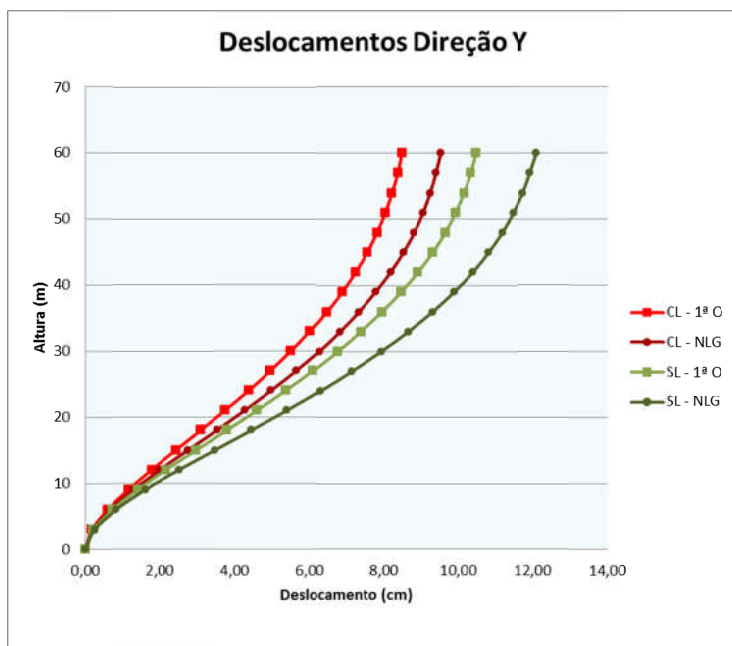


Gráfico 6.86–Deslocamentos laterais no ELU

De acordo com os gráficos acima é possível perceber que a ligação entre laje-pilar utilizando elementos sólidos na modelagem levou a deslocamentos menores, e, conseqüente, menores valores de  $\gamma_z$ . Esta ligação, além de ser representar melhor o comportamento estrutural, acaba por enrijecer o modelo.

Apesar de ser um modelo mais refinado, tem maior custo computacional e maior dificuldade em interpretar o modelo, já que quanto mais completo este for, mais cuidado deve ser ter na parte de modelagem e na análise dos resultados. Modelos mais simples,

como os que utilizam trechos rígidos, apresentam resultados muito semelhantes, mas com a vantagem de apresentar resultados de mais fácil interpretação.

Outro ponto importante é a questão do refinamento da malha nesta região. Neste trabalho não foi estudada a influência da malha nos resultados, já que para a obtenção dos deslocamentos não é preciso um grande refinamento como para as obtenções dos esforços. Abaixo está a malha utilizada.

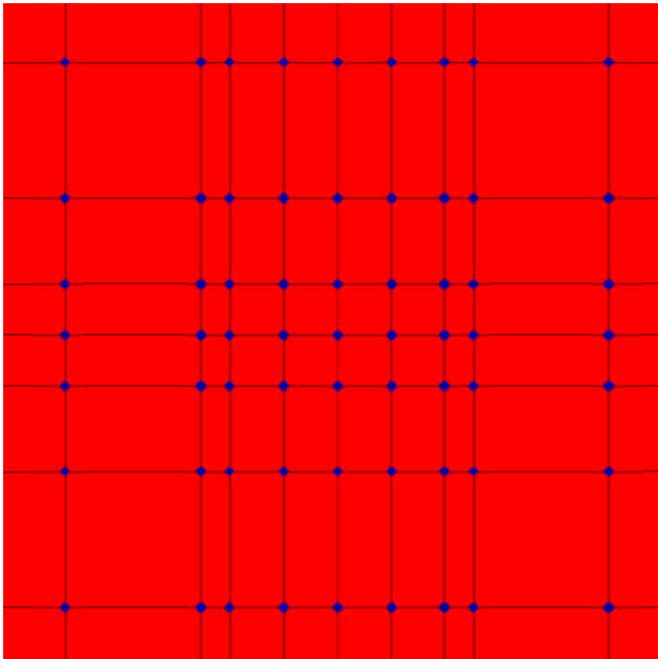


Figura 6.34- Malha da região do pilar

## 7 Conclusão:

No presente trabalho foram realizados alguns estudos para avaliar a contribuição da rigidez transversal das lajes na estabilidade global de edifícios. Ademais, verificou-se a eficiência do método simplificado proposto pela norma para obter os efeitos de segunda ordem.

Pode-se perceber que as lajes têm papel importante no desempenho estrutural frente ao carregamento horizontal, tendo efeito significativo na estabilidade de edifícios que não são aporticados, principalmente nas direções mais flexíveis. Isto pode ser observado nas estruturas 1 e 4, onde as direções mais flexíveis tiveram um melhor desempenho no modelo que considera a contribuição da rigidez transversal das lajes.

Em estruturas com um bom contraventamento formado por pórticos, as lajes têm pouca influência, modificando pouco os resultados dos parâmetros de instabilidade e, conseqüentemente os efeitos de segunda ordem. O modelo 3 e a direção X do modelo 4. Além disso, geralmente estruturas com essa tipologia estrutural possuem lajes de espessura não muito elevadas, o que contribui para que estas não exerçam papel significativo na estabilidade, pois não possuem grande rigidez.

Na estrutura 2 e 5 as lajes foram essenciais para estabilizar a edificação. Sem estas os efeitos de torção se tornam muito grandes, fazendo com que parâmetros como o  $\gamma_z$  se tornem muito imprecisos. Também houve grandes deslocamentos laterais para estas estruturas quando as lajes não estavam incluídas nos modelos.

No modelo 2C verificou-se que a inclusão de vigas-faixa trouxe bons resultados, sendo uma boa alternativa para simplificar o modelo e torná-lo mais parecido com um modelo mais refinado. No modelo 5, onde os pilares não estão alinhados, não é possível incluir vigas-faixa, portanto, é necessário a modelagem da estrutura juntamente com as lajes

O método simplificado apresentou resultados muito bons até mesmo nos casos onde o limite de 1,30 indicado pela norma foi ultrapassado. Nos casos onde houve torção este método não deve ser utilizado, pois como é possível observar nos modelos 2 e 5, os resultados foram bastante diferentes dos obtidos pela análise não-linear geométrica.

É interessante notar como a rigidez do modelo aumenta quando se toma um cuidado maior para representar a ligação laje-pilar de forma mais adequada. Pode ser traçado um paralelo com a utilização de trechos rígidos para a ligação viga-pilar, que também acaba por enrijecer o modelo, deixando-o menos suscetível aos efeitos de segunda ordem.

Finalmente, sugere-se como estudos futuros a consideração da interação solo-estrutura, avaliar se o coeficiente  $\gamma_z$  fornece bons resultados para estruturas transicionadas, considerar de maneira refinada a não-linearidade física do material e também ver como é o comportamento dinâmico considerando ou não as lajes no modelo. Outro ponto importante seria verificar se os efeitos construtivos tem algum efeito importante em estruturas com assimetria de carga, isto é, aquelas que já se deslocam lateralmente somente devida às cargas verticais.



## *Referências Bibliográficas*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:Forças devida ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2014.

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

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

BORGES, A. C. L. **Análise de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexo-compressão oblíqua**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

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

CARMPÓ, L. B., CORRÊA, M. R. Se RAMALHO M. A. **Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural.** Revista Minerva – Pesquisa e Tecnologia, 2005, vol. 2, n.2.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado.** 1 ed. São Paulo: PINI, 2009.

CHO, Y. S. **Structural performance of RC flat plate slab shear-reinforced interior connections under lateral loading.** Magazine of Concrete Research 2009; 61(3):155-164.

CLIMENT, A. B.; SÁNCHEZ, D. G.; VILLAVERDE, J. F. G. **Experimental study on the effective width of flat slab structures under dynamic seismic loading.** Engineering Structures 2012; 40:361-370.

CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios.** Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. **Study of global stability of tal buildings with prestressed slabs.** Revista

IBRACON de Estruturas e Materiais, v.8, n.2, p. 196-224, 2015.

FERREIRA, W. E. R.; GUTIERRE, S. M. **Estudo sobre estabilidade global utilizando associação de pórticos planos.** Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina, 2010.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR6118:2003.** Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

GOULART, M. S. S. **Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios.** Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

HAN, S. W.; PARK, Y. M.; REW, Y. H. **A modified equivalent frame method for lateral load analysis.** Magazine of Concrete Research 2009; 61(5):359-370.

HAN, S. W.; PARK, Y. M.; REW, Y. H. **Stiffness Reduction Factor for Flat Slab Structures under Lateral Loads.** J. Struct. Eng. 2009; 135(6):743-750

KIM, H. S.; LEE, D. G. **Efficient analysis of flat slab structures subjected to lateral loads.** Engineering Structures 2005; 27:251-263.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: Desenvolvimento e aplicações de recomendações normativas.** Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MARIN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos.** Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

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

MARTINS, C. H. **Contribuição da rigidez transversal das lajes na distribuição dos esforços em estruturas de edifícios de andares múltiplos, em teoria de segunda ordem.** Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

OLIVEIRA, D. M. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global de estruturas de concreto armado.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

PARK, Y. M.; REW, Y. H.; HAN, S. W. **Stiffness reduction factor for post-tensioned flat plate slabs**. Magazine of Concrete Research 2012; 64(1):83-92.

PASSOS, V. M.; FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C.; AZEVEDO, M. S. **Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.9, n.2, p. 244-262, 2016.

PINTO, R. S. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

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, 1997.

PUEL, A.; LORIGGIO, D. D. **Numerical analysis of symmetrical and asymmetrical reinforced concrete flat slabs – an integrated slab/column analysis**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.9, n.3, p. 306-356, 2016.

SILVA, R. M. **Contribuições ao estudo da não-linearidade física em vigas de concreto armado**. Dissertação

(Mestrado). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

SILVA, A. A. E. F. **Análise não-linear de pórticos planos de concreto armado: modelagem numérica e avaliação dos métodos aproximados.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

SILVA, W. Q. **Sobre análise não-linear geométrica considerando o empenamento dos núcleos estruturais e a interação solo-estrutura.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

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

## APÊNDICE A – TABELAS DE CARGAS DE VENTO

### Estrutura 2:

Tabela A.1- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X.

		Forças paralelas a X						
S1		Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,05	116,775	107,466
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,05	77,85	81,164
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,05	77,85	87,309
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,05	77,85	91,950
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,05	77,85	95,718
L <sub>1</sub>	25,95	18	1,033	44,43	1210,0	1,05	77,85	98,911
L <sub>2</sub>	30,27	21	1,048	45,05	1244,1	1,05	77,85	101,694
h	30	24	1,060	45,59	1274,3	1,05	77,85	104,168
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	0,8573	27	1,072	46,08	1301,7	1,05	77,85	106,400
L <sub>1</sub> /h	0,865	30	1,082	46,52	1326,6	1,05	38,925	54,219

Tabela A.2- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.

		Forças paralelas a Y						
S1		Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,15	136,215	137,295
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,15	90,81	103,693
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,15	90,81	111,544
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,15	90,81	117,472
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,15	90,81	122,286
L <sub>1</sub>	30,27	18	1,033	44,43	1210,0	1,15	90,81	126,366
L <sub>2</sub>	25,95	21	1,048	45,05	1244,1	1,15	90,81	129,921
h	30	24	1,060	45,59	1274,3	1,15	90,81	133,082
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	1,1665	27	1,072	46,08	1301,7	1,15	90,81	135,934
L <sub>1</sub> /h	1,009	30	1,082	46,52	1326,6	1,15	45,405	69,268

### Estrutura 3:

Tabela A.3- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X.

		Forças paralelas a X						
S1		Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,3	121,5	138,437
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,3	81	104,555
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,3	81	112,471
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,3	81	118,449
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,3	81	123,303
L <sub>1</sub>	27	18	1,033	44,43	1210,0	1,3	81	127,417
L <sub>2</sub>	17	21	1,048	45,05	1244,1	1,3	81	131,002
h	39	24	1,060	45,59	1274,3	1,3	81	134,189
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	1,588235	27	1,072	46,08	1301,7	1,3	81	137,064
h/L <sub>1</sub>	1,444444	30	1,082	46,52	1326,6	1,3	81	139,688
		33	1,091	46,92	1349,5	1,3	81	142,105
		36	1,100	47,29	1370,8	1,3	81	144,349
		39	1,108	47,63	1390,7	1,3	40,5	73,222

Tabela A.4- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.

		Forças paralelas a Y						
S1		Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,06	76,5	71,072
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,06	51	53,678
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,06	51	57,742
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,06	51	60,810
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,06	51	63,303
L <sub>1</sub>	17	18	1,033	44,43	1210,0	1,06	51	65,415
L <sub>2</sub>	27	21	1,048	45,05	1244,1	1,06	51	67,255
h	39	24	1,060	45,59	1274,3	1,06	51	68,891
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	0,62963	27	1,072	46,08	1301,7	1,06	51	70,367
h/L <sub>1</sub>	2,294118	30	1,082	46,52	1326,6	1,06	51	71,715
		33	1,091	46,92	1349,5	1,06	51	72,956
		36	1,100	47,29	1370,8	1,06	51	74,107
		39	1,108	47,63	1390,7	1,06	25,5	37,591



## Estrutura 4:

Tabela A.5- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X.

		Forças paralelas a X						
S1	1	Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,37	108	129,681
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,37	72	97,942
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,37	72	105,358
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,37	72	110,957
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,37	72	115,505
L <sub>1</sub>	24	18	1,033	44,43	1210,0	1,37	72	119,358
L <sub>2</sub>	12,18	21	1,048	45,05	1244,1	1,37	72	122,716
h	45	24	1,060	45,59	1274,3	1,37	72	125,702
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	1,970443	27	1,072	46,08	1301,7	1,37	72	128,395
h/L <sub>1</sub>	1,88	30	1,082	46,52	1326,6	1,37	72	130,853
		33	1,091	46,92	1349,5	1,37	72	133,117
		36	1,100	47,29	1370,8	1,37	72	135,219
		39	1,108	47,63	1390,7	1,37	72	137,181
		42	1,115	47,95	1409,4	1,37	72	139,023
		45	1,122	48,25	1427,0	1,37	36	70,380

Tabela A.6- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.

		Forças paralelas a Y						
S1	1	Cota (m)	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> (m/s)	q <sub>k</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>a</sub>	A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>a</sub> (kN)
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,02	54,81	48,999
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,02	36,54	37,007
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,02	36,54	39,809
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,02	36,54	41,925
V <sub>0</sub>	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,02	36,54	43,643
L <sub>1</sub>	12,18	18	1,033	44,43	1210,0	1,02	36,54	45,099
L <sub>2</sub>	24	21	1,048	45,05	1244,1	1,02	36,54	46,368
h	45	24	1,060	45,59	1274,3	1,02	36,54	47,496
L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	0,5075	27	1,072	46,08	1301,7	1,02	36,54	48,514
h/L <sub>1</sub>	3,694581	30	1,082	46,52	1326,6	1,02	36,54	49,442
		33	1,091	46,92	1349,5	1,02	36,54	50,298
		36	1,100	47,29	1370,8	1,02	36,54	51,092
		39	1,108	47,63	1390,7	1,02	36,54	51,833
		42	1,115	47,95	1409,4	1,02	36,54	52,529
		45	1,122	48,25	1427,0	1,02	18,27	26,593

### Estrutura 5:

Tabela A.7- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo X.

		Forças paralelas a X						
		Cota (m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	$q_k$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_a$	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$F_a$ (kN)
S1	1							
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,04	76,5	69,731
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,04	51	52,665
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,04	51	56,652
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,04	51	59,663
$V_0$	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,04	51	62,108
$L_1$	17	18	1,033	44,43	1210,0	1,04	51	64,180
$L_2$	25	21	1,048	45,05	1244,1	1,04	51	65,986
h	27	24	1,060	45,59	1274,3	1,04	51	67,591
$L_1/L_2$	0,68	27	1,072	46,08	1301,7	1,04	51	34,520
$h/L_1$	1,588235							

Tabela A.8- Cargas devido ao vento paralelas ao eixo Y.

		Forças paralelas a Y						
		Cota (m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	$q_k$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_a$	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$F_a$ (kN)
S1	1							
S3	1	3	0,879	37,81	876,5	1,24	112,5	122,266
b	1	6	0,936	40,25	992,9	1,24	75	92,342
p	0,09	9	0,971	41,74	1068,1	1,24	75	99,334
Fr	0,98	12	0,996	42,84	1124,9	1,24	75	104,613
$V_0$	43	15	1,016	43,71	1171,0	1,24	75	108,900
$L_1$	25	18	1,033	44,43	1210,0	1,24	75	112,533
$L_2$	17	21	1,048	45,05	1244,1	1,24	75	115,700
h	27	24	1,060	45,59	1274,3	1,24	75	118,514
$L_1/L_2$	1,470588	27	1,072	46,08	1301,7	1,24	75	60,527
$h/L_1$	1,08							

## APÊNDICE B – TABELAS DE $\gamma_z$ , DESLOCAMENTOS E MOMENTOS

### Modelo1A:

Tabela B.9-Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 1A.

ELÁSTICO LINEAR - 1ª ORDEM										
Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)		Direção X		Direção Y	
			Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)
Cobertura	60	8485	44,6	91,3	3,40	10,48	2678,1	288,5	5477,9	889,2
Tipo 19	57	8485	88,4	180,9	3,34	10,33	5041,6	283,4	10312,4	876,5
Tipo 18	54	8485	87,6	179,2	3,27	10,15	4730,0	277,5	9675,0	861,2
Tipo 17	51	8485	86,7	177,3	3,18	9,92	4421,5	269,8	9044,0	841,7
Tipo 16	48	8485	85,8	175,4	3,08	9,65	4116,2	261,3	8419,6	818,8
Tipo 15	45	8485	84,8	173,4	2,96	9,32	3814,4	251,2	7802,2	790,8
Tipo 14	42	8485	83,7	171,2	2,83	8,92	3516,2	240,1	7192,2	756,9
Tipo 13	39	8485	82,6	169,0	2,67	8,47	3221,8	226,5	6589,9	718,7
Tipo 12	36	8485	81,4	166,6	2,50	7,96	2931,4	212,1	5996,0	675,4
Tipo 11	33	8485	80,2	164,0	2,31	7,39	2645,3	196,0	5410,9	627,0
Tipo 10	30	8485	78,8	161,2	2,10	6,77	2364,0	178,2	4835,4	574,4
Tipo 9	27	8485	77,3	158,2	1,87	6,09	2087,6	158,7	4270,1	516,7
Tipo 8	24	8485	75,7	154,8	1,64	5,37	1816,7	139,2	3716,0	455,6
Tipo 7	21	8485	73,9	151,2	1,39	4,60	1551,9	117,9	3174,3	390,3
Tipo 6	18	8485	71,9	147,0	1,13	3,80	1293,8	95,9	2646,4	322,4
Tipo 5	15	8485	69,6	142,3	0,87	2,98	1043,3	73,8	2134,1	252,9
Tipo 4	12	8485	66,8	136,7	0,63	2,17	801,8	53,5	1640,1	184,1
Tipo 3	9	8485	63,4	129,8	0,40	1,40	571,0	33,9	1168,0	118,8
Tipo 2	6	8485	59,0	120,6	0,20	0,72	353,9	17,0	723,8	61,1
Tipo 1	3	8485	78,1	159,7	0,06	0,21	234,3	5,1	479,2	17,8
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
						$\Sigma$	49234,7	3379,6	100707,3	10750,5

$\gamma_{zx}$	1,074
$\gamma_{zy}$	1,120

Tabela B.10- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 1A							
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)					
		EL-1ªORDEM		MULT. GAMA Z		NLG-P DELTA	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Cobertura	60	3,40	10,48	3,65	11,73	3,72	12,10
Tipo 19	57	3,34	10,33	3,58	11,56	3,66	11,93
Tipo 18	54	3,27	10,15	3,50	11,36	3,58	11,74
Tipo 17	51	3,18	9,92	3,41	11,11	3,49	11,49
Tipo 16	48	3,08	9,65	3,30	10,80	3,38	11,19
Tipo 15	45	2,96	9,32	3,17	10,42	3,25	10,82
Tipo 14	42	2,83	8,92	3,03	9,99	3,11	10,39
Tipo 13	39	2,67	8,47	2,86	9,48	2,94	9,88
Tipo 12	36	2,50	7,96	2,68	8,91	2,75	9,31
Tipo 11	33	2,31	7,39	2,47	8,28	2,54	8,66
Tipo 10	30	2,10	6,77	2,25	7,58	2,31	7,94
Tipo 9	27	1,87	6,09	2,00	6,82	2,07	7,15
Tipo 8	24	1,64	5,37	1,75	6,00	1,80	6,30
Tipo 7	21	1,39	4,60	1,49	5,14	1,53	5,40
Tipo 6	18	1,13	3,80	1,21	4,25	1,24	4,45
Tipo 5	15	0,87	2,98	0,94	3,33	0,96	3,48
Tipo 4	12	0,63	2,17	0,67	2,43	0,69	2,52
Tipo 3	9	0,40	1,40	0,42	1,56	0,43	1,61
Tipo 2	6	0,20	0,72	0,21	0,80	0,22	0,82
Tipo 1	3	0,06	0,21	0,06	0,23	0,06	0,24
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.11- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

<b>MODELO 1 A</b>						
<b>1,4G+1,4Q+ 0,84V</b>	<b>DIREÇÃO X</b>			<b>DIREÇÃO Y</b>		
	<b>1ª O</b>	<b>GZ</b>	<b>NLG</b>	<b>1ª O</b>	<b>GZ</b>	<b>NLG</b>
<b>P1</b>	51,8	58,11	57,7	368,7	408,2	406,7
<b>P2</b>	386,1	413,7	413,4	550,2	611,6	608,9
<b>P3</b>	385,2	412,7	412,4	553,6	614,8	612
<b>P4</b>	385,6	413,2	412,9	553,6	614,8	612
<b>P5</b>	385,5	413,1	412,8	550,2	611,6	608,9
<b>P6</b>	124,3	130,5	130,3	368,7	408,2	406,7
<b>P7</b>	103,0	112,9	112,1	1454,4	1627,7	1627,8
<b>P8</b>	747,0	800,6	800,4	650,5	728	724,1
<b>P9</b>	747,5	801	800,8	649,9	727,2	723,2
<b>P10</b>	748,5	801,9	801,8	649,9	727,2	723,2
<b>P11</b>	749,8	803,2	803,1	650,5	728	724,1
<b>P12</b>	170,0	179,9	179,3	1454,4	1627,7	1627,8
<b>P13</b>	103,0	112,9	112,1	1456,3	1629,6	1629,8
<b>P14</b>	747,0	800,6	800,4	650,6	728,1	724,1
<b>P15</b>	747,5	801	800,8	650,4	727,8	723,5
<b>P16</b>	748,5	801,9	801,8	650,4	727,8	723,5
<b>P17</b>	749,8	803,2	803,1	650,6	728,1	724,1
<b>P18</b>	170,2	179,9	179,3	1456,3	1629,6	1629,8
<b>P19</b>	51,8	58,11	57,7	295,4	335	334,5
<b>P20</b>	386,1	413,7	413,4	481,1	542,5	539,9
<b>P21</b>	385,2	412,7	412,4	475,4	536,6	533,9
<b>P22</b>	385,6	413,2	412,9	475,4	536,6	533,9
<b>P23</b>	385,5	413,1	412,8	481,1	542,5	539,9
<b>P24</b>	124,3	130,5	130,3	295,4	335	334,5

## Modelo1B:

Tabela B.12- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 1B

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)		Direção X		Direção Y		
			Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)	
Cobertura	60	8485	44,6	91,3	4,49	16,28	2678,1	381,0	5477,9	1381,4	
Tipo 19	57	8485	88,4	180,9	4,38	15,96	5041,6	371,6	10312,4	1354,2	
Tipo 18	54	8485	87,6	179,2	4,27	15,61	4730,0	362,3	9675,0	1324,5	
Tipo 17	51	8485	86,7	177,3	4,15	15,19	4421,5	352,1	9044,0	1288,9	
Tipo 16	48	8485	85,8	175,4	4,00	14,71	4116,2	339,4	8419,6	1248,1	
Tipo 15	45	8485	84,8	173,4	3,83	14,14	3814,4	325,0	7802,2	1199,8	
Tipo 14	42	8485	83,7	171,2	3,64	13,48	3516,2	308,9	7192,2	1143,8	
Tipo 13	39	8485	82,6	169,0	3,43	12,74	3221,8	291,0	6589,9	1081,0	
Tipo 12	36	8485	81,4	166,6	3,19	11,91	2931,4	270,7	5996,0	1010,6	
Tipo 11	33	8485	80,2	164,0	2,93	10,99	2645,3	248,6	5410,9	932,5	
Tipo 10	30	8485	78,8	161,2	2,66	10,00	2364,0	225,7	4835,4	848,5	
Tipo 9	27	8485	77,3	158,2	2,36	8,92	2087,6	200,2	4270,1	756,9	
Tipo 8	24	8485	75,7	154,8	2,05	7,78	1816,7	173,9	3716,0	660,1	
Tipo 7	21	8485	73,9	151,2	1,72	6,60	1551,9	145,9	3174,3	560,0	
Tipo 6	18	8485	71,9	147,0	1,39	5,38	1293,8	117,9	2646,4	456,5	
Tipo 5	15	8485	69,6	142,3	1,07	4,16	1043,3	90,8	2134,1	353,0	
Tipo 4	12	8485	66,8	136,7	0,76	2,98	801,8	64,5	1640,1	252,9	
Tipo 3	9	8485	63,4	129,8	0,47	1,88	571,0	39,9	1168,0	159,5	
Tipo 2	6	8485	59,0	120,6	0,23	0,94	353,9	19,5	723,8	79,8	
Tipo 1	3	8485	78,1	159,7	0,07	0,27	234,3	5,9	479,2	22,9	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	
							Σ	49234,7	4335,0	100707,3	16114,7

$\gamma_{zx}$	1,097
$\gamma_{zy}$	1,190

Tabela B.13- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 1B							
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)					
		EL-1ªORDEM		MULT. GAMA Z		NLG-P DELTA	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Cobertura	60	4,49	16,28	4,91	19,38	5,05	20,42
Tipo 19	57	4,38	15,96	4,80	19,00	4,94	20,05
Tipo 18	54	4,27	15,61	4,68	18,58	4,82	19,64
Tipo 17	51	4,15	15,19	4,54	18,09	4,68	19,15
Tipo 16	48	4,00	14,71	4,38	17,50	4,52	18,57
Tipo 15	45	3,83	14,14	4,20	16,83	4,33	17,89
Tipo 14	42	3,64	13,48	3,99	16,05	4,12	17,10
Tipo 13	39	3,43	12,74	3,76	15,17	3,88	16,20
Tipo 12	36	3,19	11,91	3,50	14,18	3,62	15,17
Tipo 11	33	2,93	10,99	3,21	13,09	3,33	14,03
Tipo 10	30	2,66	10,00	2,91	11,90	3,01	12,78
Tipo 9	27	2,36	8,92	2,58	10,62	2,68	11,41
Tipo 8	24	2,05	7,78	2,24	9,27	2,32	9,95
Tipo 7	21	1,72	6,60	1,89	7,86	1,95	8,42
Tipo 6	18	1,39	5,38	1,53	6,41	1,58	6,85
Tipo 5	15	1,07	4,16	1,17	4,96	1,20	5,27
Tipo 4	12	0,76	2,98	0,83	3,54	0,85	3,74
Tipo 3	9	0,47	1,88	0,52	2,24	0,53	2,34
Tipo 2	6	0,23	0,94	0,26	1,12	0,26	1,16
Tipo 1	3	0,07	0,27	0,07	0,32	0,07	0,32
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.14- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

<b>MODELO 1B</b>						
<b>1,4G+1,4Q+ 0,84V</b>	<b>DIREÇÃO X</b>			<b>DIREÇÃO Y</b>		
	<b>1ª O</b>	<b>GZ</b>	<b>NLG</b>	<b>1ª O</b>	<b>GZ</b>	<b>NLG</b>
<b>P1</b>	85,7	95,2	94,9	423,1	501,1	500
<b>P2</b>	441,3	483,1	482,7	653,3	774,3	772,9
<b>P3</b>	438,5	480,3	479,9	652	772,9	771,7
<b>P4</b>	439,2	481	480,6	652	772,9	771,7
<b>P5</b>	436,1	477,9	477,5	653,3	774,3	772,9
<b>P6</b>	113,1	122,6	122,2	423,1	501,1	500
<b>P7</b>	135,9	150,6	149,7	1803,5	2147,6	2153,2
<b>P8</b>	861,5	943,2	942,7	799,5	952,6	949,2
<b>P9</b>	858,1	939,8	939,4	799,4	952,5	949,6
<b>P10</b>	859	940,8	940,4	799,4	952,5	949,6
<b>P11</b>	855,6	937,4	936,9	799,5	952,6	949,2
<b>P12</b>	172,3	186,9	186,2	1803,5	2147,6	2153,2
<b>P13</b>	135,9	150,6	149,7	1809,2	2153,3	2159
<b>P14</b>	861,5	943,2	942,7	808,7	961,8	958,5
<b>P15</b>	858,1	939,8	939,4	808,7	961,9	959
<b>P16</b>	859	940,8	940,4	808,7	961,9	959
<b>P17</b>	855,6	937,4	936,9	808,7	961,8	958,5
<b>P18</b>	172,3	186,9	186,2	1809,2	2153,3	2159
<b>P19</b>	85,7	95,2	94,9	395,7	473,7	474,8
<b>P20</b>	441,3	483,1	482,7	616,7	737,6	736,2
<b>P21</b>	438,5	480,3	479,9	617,6	738,5	737,2
<b>P22</b>	439,2	481	480,6	617,6	738,5	737,2
<b>P23</b>	436,1	477,9	477,5	617,7	737,6	736,2
<b>P24</b>	113,1	122,6	122,2	395,7	473,7	474,8



## Modelo2A:

Tabela B.15- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 2A

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)			Direção X+		Direção Y+		Direção Y-		
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção Y+	Direção Y-	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)	
Cobertura	30	11465	54,2	69,3	3,94	6,63	4,36	1626,6	451,7	2078,0	760,1	2078,0	499,9	
Tipo 9	27	11465	106,4	135,9	3,73	6,11	4,16	2872,8	427,6	3670,2	700,5	3670,2	476,9	
Tipo 8	24	11465	104,2	133,1	3,46	5,51	3,88	2500,0	396,7	3194,0	631,7	3194,0	444,8	
Tipo 7	21	11465	101,7	129,9	3,14	4,85	3,52	2135,6	360,0	2728,3	556,1	2728,3	403,6	
Tipo 6	18	11465	98,9	126,4	2,74	4,11	3,07	1780,4	314,1	2274,6	471,2	2274,6	352,0	
Tipo 5	15	11465	95,7	122,3	2,28	3,30	2,53	1435,8	261,4	1834,3	378,3	1834,3	290,1	
Tipo 4	12	11465	91,9	117,5	1,78	2,46	1,93	1103,4	204,1	1409,7	282,0	1409,7	221,3	
Tipo 3	9	11465	87,3	111,5	1,24	1,63	1,30	785,8	142,2	1003,9	186,9	1003,9	149,0	
Tipo 2	6	11465	81,2	103,7	0,70	0,86	0,70	487,0	80,3	622,2	98,6	622,2	80,3	
Tipo 1	3	11465	107,5	137,3	0,24	0,27	0,23	322,4	27,5	411,9	31,0	411,9	26,4	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
								Σ	15049,7	2665,6	19227,0	4096,4	19227,0	2944,2

$\gamma_{2A^+}$	1,215
$\gamma_{2A^0}$	1,271
$\gamma_{2A^-}$	1,181

Tabela B.16- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)								
		EL-1ªORDEM			MULT. GAMA Z			NLG-P DELTA		
		Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-
Cobertura	30	3,94	6,63	4,36	4,78	8,11	5,35	5,24	8,67	5,79
Tipo 9	27	3,73	6,11	4,16	4,53	7,51	5,09	5,00	8,03	5,51
Tipo 8	24	3,46	5,51	3,88	4,21	6,79	4,73	4,66	7,27	5,13
Tipo 7	21	3,14	4,85	3,52	3,81	5,98	4,28	4,25	6,41	4,64
Tipo 6	18	2,74	4,11	3,07	3,33	5,08	3,72	3,74	5,44	4,03
Tipo 5	15	2,28	3,30	2,53	2,77	4,10	3,06	3,14	4,38	3,31
Tipo 4	12	1,78	2,46	1,93	2,16	3,06	2,32	2,46	3,25	2,51
Tipo 3	9	1,24	1,63	1,30	1,51	2,02	1,56	1,71	2,13	1,68
Tipo 2	6	0,70	0,86	0,70	0,85	1,08	0,85	0,96	1,11	0,89
Tipo 1	3	0,24	0,27	0,23	0,29	0,34	0,27	0,31	0,34	0,28
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.17- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 2A									
1,4G+1,4Q+	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y+			DIREÇÃO Y-		
0,84V	1º O	GZ	NLG	1º O	GZ	NLG	1º O	GZ	NLG
P1	9,2	6,4	6,8	23,5	26	26	5,5	3,9	5
P2	67,4	79,2	84,5	31,8	34,9	34,6	9,5	7,4	10,1
P3	55,1	67,1	72,3	31,5	34,5	34,2	9,5	7,5	9,9
P4	56,6	68,5	73,8	31,5	34,5	34,2	9,5	7,5	9,9
P5	42,6	54,4	58,7	31,8	34,9	34,6	9,5	7,4	10,1
P6	35,1	37,8	40	23,5	26	26	5,5	3,9	5
P7	13,7	10,65	13,9	57,1	66,8	64,3	15,2	21,8	20,2
P8	37,8	44,2	44,2	149,5	182,9	174,3	98,2	120,7	116,9
P9	269,2	327	349,4	44,4	51,8	48,5	10,2	15,2	11,8
P10	269,9	327,6	350,1	44,4	51,8	48,5	10,2	15,2	11,8
P11	22,0	28,4	27	149,5	182,9	174,3	98,2	120,7	116,9
P12	41,7	44,7	46,6	57,1	66,8	64,3	15,2	21,8	20,2
P13	26,4	24,1	28,9	39,2	48,8	45,8	32	38,5	37,1
P14	32,0	37	36,3	134,2	167,4	158,4	111,7	134,1	130,2
P15	206,4	250,3	261,2	29,3	36,5	32,3	23,8	28,6	25,9
P16	203,7	247,6	258,6	29,3	36,5	32,3	23,8	28,6	25,9
P17	14,0	18,9	16,6	134,2	167,4	158,4	111,7	134,1	130,2
P18	48,1	50,4	53,3	39,2	48,8	45,8	32	38,5	37,1
P19	20,2	18,7	22,2	20,6	30,4	27,1	52	58,6	57,7
P20	22,5	25,9	24,9	116,6	150,1	141,4	130,5	152,9	149,8
P21	154,3	184,9	185,4	8,7	16,3	11,7	47,2	52,3	51,5
P22	130,8	161,3	161,8	8,7	16,3	11,7	47,2	52,3	51,5
P23	9,0	12,4	10,2	116,6	150,1	141,4	130,5	152,9	149,8
P24	34,9	36,5	38,2	20,6	30,4	27,1	52	58,6	57,7
P25	3088,0	3614,0	3516	5142	6469	6527	4483	5530	5709
P26	18,0	17,1	18,8	3,2	0,81	2,2	21,1	22,7	23,1
P27	17,5	21,1	19,8	4,7	1,75	5	26,5	28,5	28,6
P28	15,8	19,3	17,5	4,7	1,75	5	26,5	28,5	28,6
P29	25,9	26,7	27,6	3,2	0,81	2,2	21,1	22,7	23,1

## Modelo2B:

Tabela B.18- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 2B

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)			Direção X+		Direção Y+		Direção Y-		
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção Y+	Direção Y-	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	
Cobertura	30	11465	54,2	69,3	6,62	14,44	5,80	1626,6	759,0	2078,0	1655,5	2078,0	665,0	
Tipo 9	27	11465	106,4	135,9	6,13	13,02	5,33	2872,8	702,8	3670,2	1492,7	3670,2	611,1	
Tipo 8	24	11465	104,2	133,1	5,58	11,51	4,80	2500,0	639,7	3194,0	1319,6	3194,0	550,3	
Tipo 7	21	11465	101,7	129,9	4,95	9,92	4,21	2135,6	567,5	2728,3	1137,3	2728,3	482,7	
Tipo 6	18	11465	98,9	126,4	4,24	8,22	3,54	1780,4	486,1	2274,6	942,4	2274,6	405,9	
Tipo 5	15	11465	95,7	122,3	3,45	6,45	2,82	1435,8	395,5	1834,3	739,5	1834,3	323,3	
Tipo 4	12	11465	91,9	117,5	2,62	4,68	2,08	1103,4	300,4	1409,7	536,6	1409,7	238,5	
Tipo 3	9	11465	87,3	111,5	1,77	3,00	1,35	785,8	202,9	1003,9	344,0	1003,9	154,8	
Tipo 2	6	11465	81,2	103,7	0,97	1,53	0,70	487,0	111,2	622,2	175,4	622,2	80,3	
Tipo 1	3	11465	107,5	137,3	0,31	0,45	0,21	322,4	35,5	411,9	51,6	411,9	24,1	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
								Σ	15049,7	4200,8	19227,0	8394,7	19227,0	3535,8

$\gamma_{x+}$	1,387
$\gamma_{y+}$	1,775
$\gamma_{y-}$	1,225

Tabela B.19- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 2B										
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)								
		EL-1ªORDEM			MULT. GAMA Z			NLG-P DELTA		
		Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-
Cobertura	30	6,62	14,44	5,80	9,18	22,29	8,08	11,02	25,58	10,38
Tipo 9	27	6,13	13,02	5,33	8,50	20,13	7,39	10,26	23,04	9,46
Tipo 8	24	5,58	11,51	4,80	7,73	17,84	6,63	9,40	20,36	8,46
Tipo 7	21	4,95	9,92	4,21	6,86	15,39	5,79	8,40	17,48	7,35
Tipo 6	18	4,24	8,22	3,54	5,87	12,77	4,86	7,24	14,42	6,13
Tipo 5	15	3,45	6,45	2,82	4,79	10,04	3,87	5,94	11,24	4,83
Tipo 4	12	2,62	4,68	2,08	3,64	7,30	2,84	4,51	8,06	3,50
Tipo 3	9	1,77	3,00	1,35	2,46	4,68	1,84	3,03	5,08	2,22
Tipo 2	6	0,97	1,53	0,70	1,34	2,40	0,95	1,61	2,52	1,12
Tipo 1	3	0,31	0,45	0,21	0,43	0,71	0,29	0,49	0,72	0,32
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.20- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 2B									
1,4G+1,4Q+ 0,84V	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y+			DIREÇÃO Y-		
	1º O	GZ	NLG	1º O	GZ	NLG	1º O	GZ	NLG
P1	3,4	9,5	10,9	23,84	32,6	31,3	1,32	1,2	1,4
P2	73,3	99	110,1	22,2	31,2	27,8	0,85	3,5	2,4
P3	67	93,1	104,5	20,8	29,6	26,4	1,82	4,4	3,6
P4	68,1	94,3	105,7	20,8	29,6	26,4	1,82	4,4	3,6
P5	59,6	85,3	95,6	22,2	31,2	27,8	0,85	3,5	2,4
P6	28,3	34,4	37,2	23,84	32,6	31,3	1,32	1,2	1,4
P7	4,4	10,1	8,3	71,4	106,1	101,1	18,2	28,2	30,4
P8	37,9	50,2	48,7	214,6	332,7	314	90,5	124,8	132,7
P9	330	458,7	508,6	44	67	57,9	15,5	22,2	20,9
P10	335,4	464,1	514	44	67	57,9	15,5	22,2	20,9
P11	25,5	37,8	35,1	214,6	332,7	314	90,5	124,8	132,7
P12	25,3	31	31,1	71,4	106,1	101,1	18,2	28,2	30,4
P13	0,8	3,5	0,7	59,9	94	88,3	28,3	38,2	40,3
P14	31	40,4	38,2	207,2	325,4	305,8	97,9	132,2	139,8
P15	251,6	350,3	380,2	40,8	63,8	54,3	18,7	25,4	24,2
P16	258,7	357,4	387,4	40,8	63,8	54,3	18,7	25,4	24,2
P17	17,6	27	23,5	207,2	325,4	305,8	97,9	132,2	139,8
P18	23	27,3	27,2	59,9	94	88,3	28,3	38,2	40,3
P19	2,5	0,56	1,7	50,2	84,9	79,2	39,3	49,4	52
P20	22,3	28,9	26,9	199,4	317,6	298,5	105,7	140	148
P21	180,3	248,9	259,6	34,5	57,5	48,2	25	31,7	31,3
P22	174,8	243,5	254,1	34,5	57,5	48,2	25	31,7	31,3
P23	11,5	18	15	199,4	317,6	298,5	105,7	140	148
P24	18,1	21,2	21	50,2	84,9	79,2	39,3	49,4	52
P25	4406	6110	6399	8965	14161	14293	4446	5954	6720
P26	7,4	5,5	6,4	6,8	15,6	14,1	15,7	18,2	13
P27	16,2	24,1	23,1	9,2	18,1	13,2	14	16,6	4,4
P28	24,5	32,4	31,4	9,2	18,1	13,2	14	16,6	4,4
P29	17,3	19,2	19,6	6,8	15,6	14,1	15,7	18,2	13

## Modelo2C:

Tabela B.21- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 2C

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)			Direção X+		Direção Y+		Direção Y-		
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção Y+	Direção Y-	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	
Cobertura	30	11465	54,2	69,3	4,03	7,17	4,84	1626,6	462,0	2078,0	822,0	2078,0	554,9	
Tipo 9	27	11465	106,4	135,9	3,80	6,66	4,50	2872,8	435,7	3670,2	763,6	3670,2	515,9	
Tipo 8	24	11465	104,2	133,1	3,52	6,07	4,10	2500,0	403,6	3194,0	695,9	3194,0	470,1	
Tipo 7	21	11465	101,7	129,9	3,18	5,40	3,63	2135,6	364,6	2728,3	619,1	2728,3	416,2	
Tipo 6	18	11465	98,9	126,4	2,78	4,62	3,09	1780,4	318,7	2274,6	529,7	2274,6	354,3	
Tipo 5	15	11465	95,7	122,3	2,31	3,75	2,50	1435,8	264,8	1834,3	429,9	1834,3	286,6	
Tipo 4	12	11465	91,9	117,5	1,80	2,82	1,86	1103,4	206,4	1409,7	323,3	1409,7	213,2	
Tipo 3	9	11465	87,3	111,5	1,25	1,87	1,22	785,8	143,3	1003,9	214,4	1003,9	139,9	
Tipo 2	6	11465	81,2	103,7	0,71	1,00	0,64	487,0	81,4	622,2	114,7	622,2	73,4	
Tipo 1	3	11465	107,5	137,3	0,24	0,31	0,20	322,4	27,5	411,9	35,5	411,9	22,9	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
								Σ	15049,7	2708,0	19227,0	4548,2	19227,0	3047,4

$\gamma_{2a^+}$	1,219
$\gamma_{2a^-}$	1,310
$\gamma_a$	1,188

Tabela B.22- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 2C										
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)								
		EL-PORDEM			MULT. GAMA Z			NLG-P DELTA		
		Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-
Cobertura	30	4,03	7,17	4,84	4,91	9,03	6,43	5,45	10,07	6,80
Tipo 9	27	3,80	6,66	4,50	4,64	8,39	5,97	5,17	9,36	6,31
Tipo 8	24	3,52	6,07	4,10	4,30	7,65	5,44	4,82	8,54	5,76
Tipo 7	21	3,18	5,40	3,63	3,88	6,79	4,82	4,39	7,59	5,10
Tipo 6	18	2,78	4,62	3,09	3,39	5,81	4,11	3,86	6,49	4,35
Tipo 5	15	2,31	3,75	2,50	2,82	4,71	3,32	3,24	5,25	3,50
Tipo 4	12	1,80	2,82	1,86	2,19	3,54	2,48	2,53	3,92	2,59
Tipo 3	9	1,25	1,87	1,22	1,52	2,35	1,63	1,76	2,58	1,69
Tipo 2	6	0,71	1,00	0,64	0,86	1,25	0,86	0,98	1,35	0,87
Tipo 1	3	0,24	0,31	0,20	0,29	0,39	0,27	0,32	0,41	0,26
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.23- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 2C									
1,4G+1,4Q+ 0,84Vy(-)	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y+			DIREÇÃO Y-		
	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG
P1	2,8	5,6	6,5	17,6	20,4	20,5	0,2	2,5	1,5
P2	59,6	71,2	79,4	28,5	32,1	31,8	5	1,9	4,7
P3	52,8	64,4	72,2	26,4	30	29,6	3,3	0,2	2,5
P4	53,7	65,3	73	26,4	30	29,6	3,3	0,2	2,5
P5	46,4	58	64,6	28,5	32,1	31,8	5	1,9	4,7
P6	22,2	24,9	27	17,6	20,4	20,5	0,2	2,5	1,5
P7	6,2	3	5	52,4	63,2	62,4	17,5	26,8	23,7
P8	39,6	46,4	47,8	176,8	216,2	214,5	77,9	111,5	102,1
P9	271,7	331,6	369,6	45,2	53,8	51	10,8	18,2	13,6
P10	274,6	334,5	371,1	45,2	53,8	51	10,8	18,2	13,6
P11	23,1	30	29,7	176,8	216,2	214,5	77,9	111,5	102,1
P12	34,5	38,1	40,2	52,4	63,2	62,4	17,5	26,8	23,7
P13	11,4	9	12,1	42,8	53,5	52,2	26	35,1	32,2
P14	32,6	37,8	38,1	157,8	197	194,5	95,6	129,1	119,7
P15	207,5	252,1	274,5	34,7	43,2	39,3	20,2	27,4	23,1
P16	208,7	254,3	275,7	34,7	43,2	39,3	20,2	27,4	23,1
P17	14,9	20,1	18,5	157,8	197	194,5	95,6	129,1	119,7
P18	33,3	35,6	37,7	42,8	53,5	52,2	26	35,1	32,2
P19	12,7	11,1	13,7	34,4	45,2	43,9	35,5	44,7	42,2
P20	23,5	27,2	26,7	140,2	179,6	177,2	114,2	147,9	139,1
P21	161,5	193,5	200,3	18,8	27,2	23,2	35,6	42,8	40
P22	129,3	161	167,5	18,8	27,2	23,2	35,6	42,8	40
P23	9,5	13,1	11,2	140,2	179,6	177,2	114,2	147,9	139,1
P24	27,7	29,6	31	34,4	45,2	43,9	35,5	44,7	42,2
P25	3168,5	3862,5	3854,4	6306,6	7573,1	8236	3975,9	5335,2	5249,6
P26	5,5	4,7	5,5	4,5	7,2	6,7	13,3	15,7	15,4
P27	15,8	19,2	18,2	0,9	4,6	2	22,9	26,1	25,6
P28	16,1	19,6	18,3	0,9	4,6	2	22,9	26,1	25,6
P29	13,3	14,1	14,4	4,5	7,2	6,7	13,3	15,7	15,4

**Modelo3A:**

Tabela B.24- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 3A

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)		Direção X+		Direção Y+	
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção Y+	M1a (kN.m)	M2a (kN.m)	M1a (kN.m)	M2a (kN.m)
Cobertura	39	5745	73,2	37,6	3,06	1,76	2855,6	175,8	1466,1	101,1
Tipo 12	36	5745	144,3	74,1	2,99	1,71	5196,5	171,8	2667,9	98,2
Tipo 11	33	5745	142,1	73,0	2,90	1,65	4689,5	166,6	2407,5	94,8
Tipo 10	30	5745	139,7	71,7	2,76	1,57	4190,6	158,6	2151,4	90,2
Tipo 9	27	5745	137,1	70,4	2,59	1,46	3700,7	148,8	1899,9	83,9
Tipo 8	24	5745	134,2	68,9	2,38	1,34	3220,5	136,7	1653,4	77,0
Tipo 7	21	5745	131,0	67,3	2,13	1,20	2751,0	122,4	1412,4	68,9
Tipo 6	18	5745	127,4	65,4	1,84	1,04	2293,5	105,7	1177,5	59,7
Tipo 5	15	5745	123,3	63,3	1,51	0,86	1849,5	86,7	949,5	49,4
Tipo 4	12	5745	118,4	60,8	1,16	0,67	1421,4	66,6	729,7	38,5
Tipo 3	9	5745	112,5	57,7	0,79	0,47	1012,2	45,4	519,7	27,0
Tipo 2	6	5745	104,6	53,7	0,43	0,26	627,3	24,7	322,1	14,9
Tipo 1	3	5745	138,4	71,1	0,14	0,09	415,3	8,0	213,2	5,2
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
							34223,9	1417,9	17570,2	808,9

$\gamma_{z+}$	1,043
$\gamma_{z-}$	1,048

Tabela B.25- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 3A							
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)					
		EL-1ºORDEM		MULT. GAMA Z		NLG-P DELTA	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Cobertura	39	3,06	1,76	3,19	1,84	3,21	1,85
Tipo 12	36	2,99	1,71	3,12	1,79	3,14	1,80
Tipo 11	33	2,90	1,65	3,02	1,72	3,04	1,74
Tipo 10	30	2,76	1,57	2,88	1,64	2,91	1,66
Tipo 9	27	2,59	1,46	2,70	1,53	2,73	1,55
Tipo 8	24	2,38	1,34	2,48	1,41	2,51	1,42
Tipo 7	21	2,13	1,20	2,22	1,26	2,25	1,27
Tipo 6	18	1,84	1,04	1,92	1,09	1,94	1,10
Tipo 5	15	1,51	0,86	1,58	0,90	1,60	0,92
Tipo 4	12	1,16	0,67	1,21	0,70	1,23	0,71
Tipo 3	9	0,79	0,47	0,83	0,49	0,84	0,49
Tipo 2	6	0,43	0,26	0,45	0,28	0,46	0,28
Tipo 1	3	0,14	0,09	0,14	0,10	0,15	0,10
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.26- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 3A							
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)					
		EL-1ªORDEM		MULT. GAMA Z		NLG-P DELTA	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Cobertura	39	3,06	1,76	3,19	1,84	3,21	1,85
Tipo 12	36	2,99	1,71	3,12	1,79	3,14	1,80
Tipo 11	33	2,90	1,65	3,02	1,72	3,04	1,74
Tipo 10	30	2,76	1,57	2,88	1,64	2,91	1,66
Tipo 9	27	2,59	1,46	2,70	1,53	2,73	1,55
Tipo 8	24	2,38	1,34	2,48	1,41	2,51	1,42
Tipo 7	21	2,13	1,20	2,22	1,26	2,25	1,27
Tipo 6	18	1,84	1,04	1,92	1,09	1,94	1,10
Tipo 5	15	1,51	0,86	1,58	0,90	1,60	0,92
Tipo 4	12	1,16	0,67	1,21	0,70	1,23	0,71
Tipo 3	9	0,79	0,47	0,83	0,49	0,84	0,49
Tipo 2	6	0,43	0,26	0,45	0,28	0,46	0,28
Tipo 1	3	0,14	0,09	0,14	0,10	0,15	0,10
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



## Modelo3B:

Tabela B.27- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 3B

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)		Direção X+		Direção Y+	
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção Y+	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1d</sub> (kN.m)	M <sub>2d</sub> (kN.m)
Cobertura	39	5745	73,2	37,6	3,48	2,00	2855,6	199,9	1466,1	114,9
Tipo 12	36	5745	144,3	74,1	3,42	1,95	5196,5	196,5	2667,9	112,0
Tipo 11	33	5745	142,1	73,0	3,31	1,88	4689,5	190,2	2407,5	108,0
Tipo 10	30	5745	139,7	71,7	3,16	1,79	4190,6	181,5	2151,4	102,8
Tipo 9	27	5745	137,1	70,4	2,97	1,67	3700,7	170,6	1899,9	95,9
Tipo 8	24	5745	134,2	68,9	2,73	1,53	3220,5	156,8	1653,4	87,9
Tipo 7	21	5745	131,0	67,3	2,44	1,37	2751,0	140,2	1412,4	78,7
Tipo 6	18	5745	127,4	65,4	2,11	1,18	2293,5	121,2	1177,5	67,8
Tipo 5	15	5745	123,3	63,3	1,75	0,98	1849,5	100,5	949,5	56,3
Tipo 4	12	5745	118,4	60,8	1,36	0,76	1421,4	78,1	729,7	43,7
Tipo 3	9	5745	112,5	57,7	0,96	0,53	1012,2	55,2	519,7	30,4
Tipo 2	6	5745	104,6	53,7	0,55	0,30	627,3	31,6	322,1	17,2
Tipo 1	3	5745	138,4	71,1	0,19	0,10	415,3	10,9	213,2	5,7
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
							34223,9	1633,3	17570,2	921,5

$\gamma_{x+}$	1,050
$\gamma_{y+}$	1,055

Tabela B.28- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 3B								
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)						
		EL-1ºORDEM		MULT. GAMA Z		NLG-P DELTA		
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	
Cobertura	39	3,48	2,00	3,64	2,11	3,68	2,13	
Tipo 12	36	3,42	1,95	3,58	2,05	3,61	2,07	
Tipo 11	33	3,31	1,88	3,47	1,98	3,51	2,00	
Tipo 10	30	3,16	1,79	3,31	1,89	3,35	1,91	
Tipo 9	27	2,97	1,67	3,11	1,76	3,15	1,79	
Tipo 8	24	2,73	1,53	2,85	1,61	2,90	1,64	
Tipo 7	21	2,44	1,37	2,56	1,44	2,60	1,46	
Tipo 6	18	2,11	1,18	2,22	1,25	2,25	1,27	
Tipo 5	15	1,75	0,98	1,84	1,03	1,87	1,05	
Tipo 4	12	1,36	0,76	1,43	0,80	1,45	0,81	
Tipo 3	9	0,96	0,53	1,00	0,55	1,02	0,56	
Tipo 2	6	0,55	0,30	0,58	0,31	0,58	0,31	
Tipo 1	3	0,19	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

Tabela B.29- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

<b>MODELO 3B</b>						
<b>1,4G+1,4Q + 0,84V</b>	<b>DIREÇÃO X</b>			<b>DIREÇÃO Y</b>		
	<b>1ª O</b>	<b>GZ</b>	<b>NLG</b>	<b>1ª O</b>	<b>GZ</b>	<b>NLG</b>
<b>P1</b>	52,3	56	54,5	39,7	41,8	41,1
<b>P2</b>	50,2	52,3	50,9	155	164,5	163,9
<b>P3</b>	38,9	41	39,4	155	164,5	163,9
<b>P4</b>	99,9	103,6	102,2	39,7	41,8	41,1
<b>P5</b>	401,3	421,4	418,8	68,5	71,9	70,3
<b>P6</b>	156,5	162,9	161,9	293,3	307,3	306,9
<b>P7</b>	111,4	117,7	116,1	293,3	307,3	306,9
<b>P8</b>	441,8	461,8	459,2	68,5	71,9	70,3
<b>P9</b>	740,7	776,8	778,9	83,7	88,3	86,1
<b>P10</b>	783,9	821	823,3	82,9	87,4	86,2
<b>P11</b>	773,3	810,3	812,3	82,9	87,4	86,2
<b>P12</b>	768,2	804	806	83,7	88,3	86,1
<b>P13</b>	405,8	426,1	423,5	58	61,5	59,7
<b>P14</b>	157,9	164,3	163,2	219,3	233,4	232,5
<b>P15</b>	112,2	118,6	116,9	219,3	233,4	232,5
<b>P16</b>	445,7	465,8	463,4	58	61,5	59,7
<b>P17</b>	52,5	56,1	54,7	39	41,1	40,4
<b>P18</b>	50,3	52,4	51	194,2	203,8	203,4
<b>P19</b>	39	41,1	39,6	194,2	203,8	203,4
<b>P20</b>	100	103,7	102,4	39	41,1	40,4

## Modelo4A:

Tabela B.30- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 4A

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)			Direção X+		Direção X-		Direção Y		
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção X-	Direção Y	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	
Cobertura	45	3934	70,4	26,6	20,13	15,59	9,56	3167,1	791,9	3167,1	613,3	1196,7	376,1	
Tipo 14	42	3934	139,0	52,5	19,38	15,24	9,44	5839,0	762,4	5839,0	599,5	2206,2	371,4	
Tipo 13	39	3934	137,2	51,8	18,52	14,80	9,25	5350,1	728,6	5350,1	582,2	2021,5	363,9	
Tipo 12	36	3934	135,2	51,1	17,53	14,22	8,98	4867,9	689,6	4867,9	559,4	1839,3	353,3	
Tipo 11	33	3934	133,1	50,3	16,41	13,51	8,62	4392,9	645,6	4392,9	531,5	1659,8	339,1	
Tipo 10	30	3934	130,9	49,4	15,14	12,63	8,16	3925,6	595,6	3925,6	496,9	1483,3	321,0	
Tipo 9	27	3934	128,4	48,5	13,72	11,59	7,61	3466,7	539,7	3466,7	456,0	1309,9	299,4	
Tipo 8	24	3934	125,7	47,5	12,17	10,36	6,98	3016,8	478,8	3016,8	407,6	1139,9	274,6	
Tipo 7	21	3934	122,7	46,4	10,48	9,05	6,25	2577,0	412,3	2577,0	356,0	973,7	245,9	
Tipo 6	18	3934	119,4	45,1	8,70	7,59	5,44	2148,4	342,3	2148,4	298,6	811,8	214,0	
Tipo 5	15	3934	115,5	43,6	6,85	6,04	4,54	1732,6	269,5	1732,6	237,6	654,6	178,6	
Tipo 4	12	3934	111,0	41,9	5,00	4,45	3,58	1331,5	196,7	1331,5	175,1	503,1	140,8	
Tipo 3	9	3934	105,4	39,8	3,24	2,90	2,55	948,2	127,5	948,2	114,1	358,3	100,3	
Tipo 2	6	3934	97,9	37,0	1,68	1,52	1,50	587,7	66,1	587,7	59,8	222,0	59,0	
Tipo 1	3	3934	129,7	49,0	0,50	0,46	0,53	389,0	19,7	389,0	18,1	147,0	20,9	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
								$\Sigma$	43740,5	6666,2	43740,5	5505,6	16527,2	3658,2

$\gamma_{x+}$	<b>1,180</b>
$\gamma_{x-}$	<b>1,144</b>
$\gamma_y$	<b>1,284</b>

Tabela B.31- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 4A									
Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)								
	EL-1ªORDEM			MULT. GAMA Z			NLG-P DELTA		
	Direção X+	Direção X-	Direção Y	Direção X+	Direção X-	Direção Y	Direção X+	Direção X-	Direção Y
45	20,13	15,59	9,56	23,33	18,14	12,27	24,39	19,07	12,64
42	19,38	15,24	9,44	22,47	17,71	12,11	23,52	18,65	12,50
39	18,52	14,80	9,25	21,50	17,17	11,87	22,53	18,11	12,28
36	17,53	14,22	8,98	20,37	16,49	11,52	21,39	17,42	11,97
33	16,41	13,51	8,62	19,08	15,64	11,05	20,07	16,56	11,55
30	15,14	12,63	8,16	17,62	14,61	10,47	18,57	15,50	11,02
27	13,72	11,59	7,61	15,99	13,40	9,77	16,87	14,24	10,35
24	12,17	10,36	6,98	14,18	12,00	8,95	14,98	12,78	9,56
21	10,48	9,05	6,25	12,22	10,45	8,02	12,91	11,13	8,63
18	8,70	7,59	5,44	10,15	8,75	6,98	10,71	9,32	7,56
15	6,85	6,04	4,54	8,00	6,96	5,83	8,42	7,39	6,35
12	5,00	4,45	3,58	5,85	5,12	4,59	6,12	5,42	5,00
9	3,24	2,90	2,55	3,79	3,34	3,27	3,93	3,51	3,55
6	1,68	1,52	1,50	1,97	1,74	1,92	2,01	1,81	2,05
3	0,50	0,46	0,53	0,60	0,53	0,68	0,60	0,54	0,70
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.32- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 4A									
1,4G+1,4 Q+ 0,84V	DIREÇÃO X+			DIREÇÃO X-			DIREÇÃO Y		
	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG
P1	17,5	22,3	20,8	35,5	39,3	38,5	41,1	50	49,1
P2	469,4	549,5	539,5	427,1	491,1	489	49,2	58,6	57,1
P3	37,3	42	40,5	15,3	19	18	43,2	52,6	51,6
P4	11,5	16,1	13,1	39,6	43,2	42,5	401,5	515,6	513,3
P5	600,8	702,7	690,4	540,9	622,4	619,7	72,7	97,6	92
P6	208,0	242,1	234,9	174,7	202,1	199,5	69,9	90,5	87,5
P7	299,2	349,3	343,3	261,5	301,6	300	25,1	32,2	29,3
P8	139,5	162,7	157,9	120,9	139,6	138	29	37,5	36,4
P9	3042,0	3569	3576	2857	3278,1	3327	68,4	87,9	84,9
P10	306,1	357,7	350,6	271,6	312,9	310,9	64,2	82,4	77,7
P11	26,6	29,5	28,5	6	8,3	6,7	120,3	154,4	153
P12	3042,0	3569	3576	2857	3278,1	3327	69,5	89	86,2
P13	139,5	162,7	157,9	120,9	139,6	138	25,3	32,4	29,4
P14	299,2	349,3	343,3	261,5	301,6	300	30,8	39,3	38,3
P15	208,0	242,1	234,9	174,7	202,1	199,5	404,9	519,2	516,7
P16	600,8	702,7	690,4	540,9	622,4	619,7	103,2	128,1	123,5
P17	11,5	16,1	13,1	39,6	43,2	42,5	75,9	96,6	94
P18	37,3	42	40,5	15,3	19	18	22,2	31,1	30
P19	469,4	549,5	539,5	427,1	491,1	489	17,3	26,7	23,3
P20	17,5	22,3	20,8	35,5	39,3	38,5	23,7	33,2	31,8

**Modelo4B:**Tabela B.33- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 4B

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)			Direção X+		Direção X-		Direção Y		
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção X-	Direção Y	M <sub>14</sub> (kN.m)	M <sub>24</sub> (kN.m)	M <sub>14</sub> (kN.m)	M <sub>24</sub> (kN.m)	M <sub>14</sub> (kN.m)	M <sub>24</sub> (kN.m)	
Cobertura	45	3934	70,4	26,6	22,16	18,19	11,17	3167,1	871,8	3167,1	715,6	1196,7	439,4	
Tipo 14	42	3934	139,0	52,5	21,54	17,62	10,99	5839,0	847,4	5839,0	692,2	2206,2	432,3	
Tipo 13	39	3934	137,2	51,8	20,78	16,91	10,74	5350,1	817,5	5350,1	665,2	2021,5	422,5	
Tipo 12	36	3934	135,2	51,1	19,85	16,06	10,41	4867,9	780,9	4867,9	631,8	1839,3	409,5	
Tipo 11	33	3934	133,1	50,3	18,74	15,06	9,97	4392,9	737,2	4392,9	592,5	1659,8	392,2	
Tipo 10	30	3934	130,9	49,4	17,43	13,92	9,43	3925,6	685,7	3925,6	547,6	1483,3	371,0	
Tipo 9	27	3934	128,4	48,5	15,95	12,63	8,78	3466,7	627,5	3466,7	496,9	1309,9	345,4	
Tipo 8	24	3934	125,7	47,5	14,31	11,17	8,01	3016,8	563,0	3016,8	439,4	1139,9	315,1	
Tipo 7	21	3934	122,7	46,4	12,50	9,59	7,14	2577,0	491,8	2577,0	377,3	973,7	280,9	
Tipo 6	18	3934	119,4	45,1	10,57	7,90	6,16	2148,4	415,8	2148,4	310,8	811,8	242,3	
Tipo 5	15	3934	115,5	43,6	8,52	6,16	5,08	1732,6	335,2	1732,6	242,3	654,6	199,8	
Tipo 4	12	3934	111,0	41,9	6,41	4,45	3,93	1331,5	252,2	1331,5	175,1	503,1	154,6	
Tipo 3	9	3934	105,4	39,8	4,31	2,85	2,71	948,2	169,6	948,2	112,1	358,3	106,6	
Tipo 2	6	3934	97,9	37,0	2,33	1,48	1,52	587,7	91,7	587,7	58,2	222,0	59,8	
Tipo 1	3	3934	129,7	49,0	0,74	0,45	0,50	389,0	29,1	389,0	17,7	147,0	19,7	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
								Σ	43740,5	7716,1	43740,5	6075,7	16527,2	4191,3

$\gamma_{X+}$	1,214
$\gamma_{X-}$	1,161
$\gamma_{Y}$	1,340

Tabela B.34- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 4B									
Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)								
	EL-1ªORDEM			MULT. GAMA Z			NLG-P DELTA		
	Direção X+	Direção X-	Direção Y	Direção X+	Direção X-	Direção Y	Direção X+	Direção X-	Direção Y
45	22,16	18,19	11,17	29,27	21,64	14,96	30,33	22,74	15,25
42	21,54	17,62	10,99	27,86	20,92	14,71	28,89	22,00	15,03
39	20,78	16,91	10,74	26,26	20,03	14,38	27,25	21,10	14,74
36	19,85	16,06	10,41	24,51	18,99	13,94	25,45	20,00	14,35
33	18,74	15,06	9,97	22,61	17,79	13,35	23,50	18,76	13,83
30	17,43	13,92	9,43	20,57	16,42	12,63	21,40	17,34	13,16
27	15,95	12,63	8,78	18,38	14,87	11,75	19,12	15,71	12,34
24	14,31	11,17	8,01	16,04	13,14	10,73	16,69	13,90	11,35
21	12,50	9,59	7,14	13,58	11,26	9,56	14,12	11,91	10,19
18	10,57	7,90	6,16	11,05	9,27	8,25	11,48	9,79	8,84
15	8,52	6,16	5,08	8,52	7,22	6,81	8,82	7,61	7,33
12	6,41	4,45	3,93	6,08	5,20	5,26	6,26	5,46	5,66
9	4,31	2,85	2,71	3,84	3,33	3,64	3,93	3,46	3,89
6	2,33	1,48	1,52	1,96	1,72	2,04	1,97	1,76	2,15
3	0,74	0,45	0,50	0,59	0,52	0,67	0,57	0,52	0,69
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.35- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 4B									
1,4G+1,4Q+ 0,84V	DIREÇÃO X+			DIREÇÃO X-			DIREÇÃO Y		
	1º O	GZ	NLG	1º O	GZ	NLG	1º O	GZ	NLG
P1	17,7	23,4	21,5	35,7	40	39	43,2	54,6	52,4
P2	485,3	584,5	567,4	440,4	514,8	511,8	50,6	62,3	59,5
P3	37,8	43,4	41,4	15,3	19,6	18,4	45,2	57,2	55,3
P4	11	16,4	12,7	39,5	43,5	42,5	436,8	585,5	569,4
P5	624,7	752	729,5	562,8	658,2	653,2	75,7	106,5	97,9
P6	214,4	256,7	246	180,2	211,9	208,5	73,7	99,7	94,8
P7	310,1	372,7	361,2	273,4	320,3	317,2	22,5	30,1	25,6
P8	143,4	172,2	164,8	125,6	147,2	144,9	31	41,8	40,1
P9	3339	3911	3843	3068	3525	3676	72,7	97,5	94,2
P10	318,4	383	369,7	284,4	332,9	328,8	64,4	86,2	78,8
P11	27,6	31,1	29,8	5,8	8,5	6,6	128,4	171,9	168
P12	3339	3911	3843	3068	3525	3676	73,3	98,1	94,5
P13	143,4	172,2	164,8	125,6	147,2	144,9	22,8	30,5	25,9
P14	310,1	372,7	361,2	273,4	320,3	317,2	32,7	43,5	41,9
P15	214,4	256,7	246	180,2	211,9	208,5	439,7	588,5	572,3
P16	624,7	752	729,5	562,8	658,2	653,2	106	136,8	129
P17	11	16,4	12,7	39,5	43,5	42,5	79,9	105,9	101,6
P18	37,8	43,4	41,4	15,3	19,6	18,4	24	35,4	33,2
P19	485,3	584,5	567,4	440,4	514,8	511,8	18,5	30,2	25,5
P20	17,7	23,4	21,5	35,7	40	39	25,5	37,5	35,4

## Modelo5A:

Tabela B.36- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 5A

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)			Direção X+		Direção Y+		Direção Y-		
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção Y+	Direção Y-	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	M <sub>1a</sub> (kN.m)	M <sub>2a</sub> (kN.m)	
Tipo 9	27	7425	34,5	60,5	1,28	1,16	4,14	932,0	95,0	1634,2	86,1	1634,2	307,4	
Tipo 8	24	7425	67,6	118,5	1,21	1,14	3,65	1622,2	89,8	2844,3	84,6	2844,3	271,0	
Tipo 7	21	7425	66,0	115,7	1,12	1,09	3,14	1385,7	83,2	2429,7	80,9	2429,7	233,1	
Tipo 6	18	7425	64,2	112,5	1,00	1,00	2,60	1155,2	74,3	2025,6	74,3	2025,6	193,1	
Tipo 5	15	7425	62,1	108,9	0,85	0,86	2,05	931,6	63,1	1633,5	63,9	1633,5	152,2	
Tipo 4	12	7425	59,7	104,6	0,67	0,68	1,49	716,0	49,7	1255,4	50,5	1255,4	110,6	
Tipo 3	9	7425	56,7	99,3	0,47	0,47	0,96	509,9	34,9	894,0	34,9	894,0	71,3	
Tipo 2	6	7425	52,7	92,3	0,27	0,26	0,50	316,0	20,0	554,1	19,3	554,1	37,1	
Tipo 1	3	7425	69,7	122,3	0,09	0,10	0,15	209,2	6,7	366,8	7,4	366,8	11,1	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
								Σ	7777,8	516,8	13637,6	501,9	13637,6	1387,0

$\gamma_{z+}$	1,071
$\gamma_{z-}$	1,038
$\gamma_{z-}$	1,113

Tabela B.37- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 5A										
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)								
		EL-1ºORDEM			MULT. GAMA Z			NLG-P DELTA		
		Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X+	Direção Y+	Direção Y-
Tipo 9	27	1,28	1,16	4,14	1,37	1,26	4,45	1,61	1,32	4,64
Tipo 8	24	1,21	1,14	3,65	1,30	1,23	3,94	1,53	1,29	4,10
Tipo 7	21	1,12	1,09	3,14	1,20	1,17	3,39	1,43	1,22	3,53
Tipo 6	18	1,00	1,00	2,60	1,07	1,06	2,81	1,28	1,11	2,93
Tipo 5	15	0,85	0,86	2,05	0,91	0,91	2,22	1,09	0,95	2,30
Tipo 4	12	0,67	0,68	1,49	0,72	0,72	1,62	0,87	0,75	1,68
Tipo 3	9	0,47	0,47	0,96	0,50	0,50	1,05	0,61	0,52	1,08
Tipo 2	6	0,27	0,26	0,50	0,29	0,28	0,54	0,34	0,29	0,56
Tipo 1	3	0,09	0,10	0,15	0,10	0,09	0,17	0,11	0,10	0,17
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.38- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 5A									
1,4G+1,4 Q+ 0,84V	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y+			DIREÇÃO Y-		
	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG
P1	1,9	1,5	1,4	19,4	20,3	20,1	27,6	30,4	29,5
P2	1849,0	1981	1942	2590	2718	2783	4094	4492	4550
P3	12,8	13,2	13,5	19,4	20,3	20,1	27,6	30,4	29,5
P4	77,6	83	91,9	20,5	21,2	21	17,4	19,7	18,1
P5	73,2	78,6	87,5	20,5	21,2	21	17,4	19,7	18,1
P6	41,9	45,1	50,5	29,5	30	30,4	0,1	1,8	0,3
P7	46,9	50	55,5	29,5	30	30,4	0,1	1,8	0,3
P8	16,3	17,4	18,8	162,6	170,9	172,9	277,3	303,5	301,5
P9	26,2	27,8	30	229,5	241,5	244,3	400,1	437,5	434,8
P10	18,9	20,5	22,4	229,5	241,5	244,3	400,1	437,5	434,8
P11	19,8	20,5	22,2	10,2	11,3	11,2	49,2	52,7	52,2
P12	0,3	1,1	1,9	10,2	11,3	11,2	49,2	52,7	52,2
P13	119,1	126	140,3	3,5	3	4,1	31,8	33,5	32,9
P14	73,9	80,8	94,8	3,5	3	4,1	31,8	33,5	32,9
P15	17,6	18,4	20,1	16,7	17,8	17,9	39,4	42,7	42,1
P16	3,8	5,6	5,8	16,7	17,8	17,9	39,4	42,7	42,1



**Modelo5B:**Tabela B.39- Resultados de  $\gamma_z$  para o modelo 5A

Pavimento	Nível (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)		Desl. Horizontal (cm)			Direção X+		Direção Y+		Direção Y-		
			Direção X	Direção Y	Direção X+	Direção Y+	Direção Y-	M <sub>10</sub> (kNm)	M <sub>20</sub> (kNm)	M <sub>10</sub> (kNm)	M <sub>20</sub> (kNm)	M <sub>10</sub> (kNm)	M <sub>20</sub> (kNm)	
Tipo 9	27	7425	34,5	60,5	5,11	7,21	9,86	932,0	379,4	1634,2	535,3	1634,2	732,1	
Tipo 8	24	7425	67,6	118,5	4,66	6,26	8,47	1622,2	346,0	2844,3	464,8	2844,3	628,9	
Tipo 7	21	7425	66,0	115,7	4,15	5,29	7,07	1385,7	308,1	2429,7	392,8	2429,7	524,9	
Tipo 6	18	7425	64,2	112,5	3,57	4,31	5,67	1155,2	265,1	2025,6	320,0	2025,6	421,0	
Tipo 5	15	7425	62,1	108,9	2,91	3,32	4,31	931,6	216,1	1633,5	246,5	1633,5	320,0	
Tipo 4	12	7425	59,7	104,6	2,20	2,37	3,03	716,0	163,4	1255,4	176,0	1255,4	225,0	
Tipo 3	9	7425	56,7	99,3	1,46	1,49	1,87	509,9	108,4	894,0	110,6	894,0	138,8	
Tipo 2	6	7425	52,7	92,3	0,77	0,74	0,92	316,0	57,2	554,1	54,9	554,1	68,3	
Tipo 1	3	7425	69,7	122,3	0,24	0,22	0,26	209,2	17,8	366,8	16,3	366,8	19,3	
Térreo	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
								Σ	7777,8	1861,4	13637,6	2317,3	13637,6	3078,4

$\gamma_{Z+}$	1,315
$\gamma_{Z0}$	1,205
$\gamma_{Z-}$	1,292

Tabela B.40- Resultados dos deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem

MODELO 5B										
Pavimento	Nível (m)	Deslocamento Horizontal (cm)								
		EL-1ªORDEM			MULT. GAMA Z			NLG-P DELTA		
		Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-	Direção X	Direção Y+	Direção Y-
Tipo 9	27	5,11	7,21	9,86	6,72	8,96	12,35	12,29	9,73	13,29
Tipo 8	24	4,66	6,26	8,47	6,13	7,77	10,62	11,23	8,42	11,40
Tipo 7	21	4,15	5,29	7,07	5,46	6,56	8,87	10,04	7,08	9,49
Tipo 6	18	3,57	4,31	5,67	4,69	5,33	7,13	8,64	5,73	7,60
Tipo 5	15	2,91	3,32	4,31	3,83	4,10	5,43	7,03	4,39	5,75
Tipo 4	12	2,20	2,37	3,03	2,89	2,92	3,81	5,25	3,10	4,01
Tipo 3	9	1,46	1,49	1,87	1,92	1,83	2,36	3,42	1,92	2,46
Tipo 2	6	0,77	0,74	0,92	1,02	0,91	1,17	1,75	0,95	1,20
Tipo 1	3	0,24	0,22	0,26	0,31	0,26	0,33	0,50	0,27	0,33
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela B.41- Resultados dos momentos na base de 1ª e 2ª ordem

MODELO 5B									
1,4G+1,4 Q+ 0,84V	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y+			DIREÇÃO Y-		
	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG	1ª O	GZ	NLG
P1	2	5,2	8,4	38,1	46,1	44,7	39,9	51,3	48,6
P2	3489	4581	3944	5657	7078	7818	8202	10225	9752
P3	18,5	21,7	25,2	38,1	46,1	44,7	39,9	51,3	48,6
P4	175,5	230,4	333,4	30,3	36,1	34	27,1	35,5	32
P5	166,3	220,3	323,2	30,3	36,1	34	27,1	35,5	32
P6	90	122	185,6	36,4	40,9	39,6	6,6	12,9	8,9
P7	113,3	145,3	209,1	36,4	40,9	39,6	6,6	12,9	8,9
P8	32,3	42,5	59,4	368,2	452,4	450,3	452,8	572,6	562,3
P9	54,4	69	94,4	532,7	655,1	653,7	661,5	835,9	823
P10	38,1	52,7	77,4	532,7	655,1	653,7	661,5	835,9	823
P11	28,6	35,3	50	31,3	41,6	40	69,1	83,8	81,9
P12	13,9	20,6	33	31,3	41,6	40	69,1	83,8	81,9
P13	250,7	323,5	485,6	0,1	4,3	0,8	43,2	49,4	47,2
P14	211,5	284,3	445,9	0,1	4,3	0,8	43,2	49,4	47,2
P15	31,8	39,7	57,9	41,2	51,5	51	59,2	73,9	71,7
P16	18,4	26,2	42,7	41,2	51,5	51	59,2	73,9	71,7