

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS JATAÍ
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

JÉSSICA ALVES DE ASSIS

**AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL DE
ESTRUTURAS SIMÉTRICAS DE CONCRETO ARMADO APORTICADAS**

JATAÍ
2018

JÉSSICA ALVES DE ASSIS

**AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL DE
ESTRUTURAS SIMÉTRICAS DE CONCRETO ARMADO APORTICADAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás –
Câmpus Jataí, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador(a): Dra. Mônica Maria
Emerenciano Bueno

JATAÍ

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação na (CIP)

ASS/ava	Assis, Jéssica Alves de. Avaliação dos parâmetros de instabilidade global de estruturas simétricas de concreto armado aporticadas / Jéssica Alves de Assis. -- Jataí: IFG, Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, 2018. 119 f.; il. Orientadora: Prof^a. Dra. Mônica Maria Emerenciano Bueno. Bibliografias. 1. Estabilidade global. 2. Parâmetros de instabilidade global. 3. Efeitos de segunda ordem global. 4. Análise não linear. 5. Concreto armado. I. Bueno, Mônica Maria Emerenciano. II. IFG, Câmpus Jataí. III. Título. CDD 693.5
---------	---

Ficha catalográfica elaborada pela Seção Téc.: Aquisição e Tratamento da Informação.
Bibliotecária ã Rosy Cristina Oliveira Barbosa ã CRB 1/2380 ã Câmpus Jataí. Cód. F019/2018.

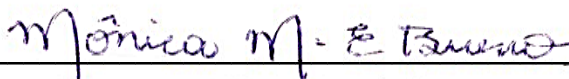
JÉSSICA ALVES DE ASSIS

**AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL DE
ESTRUTURAS SIMÉTRICAS DE CONCRETO ARMADO APORTICADAS**

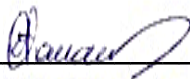
Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás –
Câmpus Jataí, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Este trabalho de conclusão de curso foi defendido e aprovado, em 20 de fevereiro de 2018,
pela banca examinadora constituída pelos seguintes membros:

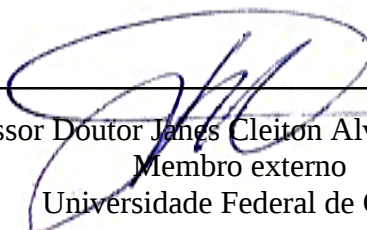
BANCA EXAMINADORA



Professora Doutora Mônica Maria Emerenciano Bueno
Orientadora
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás



Professor Doutor Eulher Chaves Carvalho
Membro interno
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás



Professor Doutor Jangé Cleiton Alves de Oliveira
Membro externo
Universidade Federal de Goiás

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho aos meus queridos pais
Elsenei e Roberto por todo amor e apoio nessa jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus em primeiro lugar por iluminar o meu caminho e me dar forças nos momentos mais difíceis.

A minha orientadora Professora Doutora Mônica Maria Emerenciano Bueno pela orientação, paciência, suporte, compreensão e confiança ao longo de todo o trajeto.

Agradeço aos meus pais, Elseni e Roberto, por todo o amor, apoio incondicional, incentivo e suporte.

Ao meu namorado Kelbner Rodrigues pelo amor, carinho, apoio, paciência, incentivo e compreensão nos momentos difíceis.

Aos meus amigos adquiridos ao longo da graduação pelo companheirismo de dias e dias de estudos em grupo que foram fundamentais para o sucesso dessa caminhada.

A coordenadora do curso Professora Doutora Caroline Duarte Alves Gentil por todo o desempenho e disposição sempre em busca do melhor para os alunos do curso.

Aos demais professores componentes do corpo docente do curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás essenciais para a minha construção como profissional.

A todos os familiares e amigos por torcerem por mim participando dessa etapa de forma direta ou indiretamente.

RESUMO

ASSIS, J.A. (2018). **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global de estruturas simétricas de concreto armado aporticadas**. 119p. Trabalho de conclusão de curso Bacharelado em Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás. Jataí, 2018.

O avanço da tecnologia na construção civil possibilitou a construção de edificações cada vez mais altas e esbeltas. A escolha por esse tipo de edificação é justificada devido ao objetivo de abrigar maiores quantidades de pessoas e/ou serviços em menor projeção em área. A importância do estudo da estabilidade global de estruturas de concreto armado é justificada frente a essas mudanças nos padrões das edificações altas. A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica dois parâmetros utilizados para verificação da estabilidade global de uma edificação de concreto armado: parâmetro de instabilidade alfa (α) e coeficiente gamma-z (γ_z). A análise estrutural não linear é realizada em busca de uma resposta da estrutura mais próxima da realidade em que está inserida, levando em consideração a configuração deformada gerada pelas cargas horizontais, que provocam um deslocamento na mesma direção de sua aplicação dando origem a momentos de 1ª ordem na estrutura, enquanto as cargas verticais relacionados com esses deslocamentos geram momentos de 2ª ordem. Este trabalho apresenta um estudo de uma tipologia de edificação simétrica e formada por pórticos onde será avaliado o impacto de algumas alterações de projeto nos parâmetros de instabilidade global: mudança no número de pavimentos, f_{ck} (resistência característica do concreto a compressão) e direção dos pilares centrais, classificando as estruturas em nós fixos ou nós móveis para compreender a necessidade ou não da consideração dos efeitos de segunda ordem globais nos cálculos estruturais resultando em escolhas de projeto com estruturas mais estáveis do ponto de vista do edifício como um todo.

Palavras-chave: Estabilidade global. Parâmetros de instabilidade global. Efeitos de segunda ordem global. Análise não linear. Concreto armado.

ABSTRACT

ASSIS, J.A. (2018). **Evaluation of the parameters of global instability of symmetrical reinforced concrete-frame structures**. 119p. Trabalho de conclusão de curso Bacharelado em Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás. Jataí, 2018.

Technology's advancement in civil engineering made possible the construction of buildings more and more tall and slender. The choice for this type of building is justified because it shelters a great number of people and/or services in a smaller area projection. The importance of studying global stability of reinforced concrete structures is justified by these changes in high building standards. The NBR 6118 (ABNT, 2014) indicates two parameters for verification of global stability of a reinforced concrete building: alpha instability parameter (α) and gamma-z coefficient (γ_z). The non-linear structural analysis is performed in search of a response from the structure closest to reality in which it is inserted, considering the deformed configuration generated by horizontal loads, with cause a displacement in the same direction of its application originating the first order moments of the structure, while vertical loads associated with these displacements generate second order moments. This work presents a study of symmetrical concrete-frame structures to evaluate which impact these project changes brings to global instability parameters: change in the number of stories, f_{ck} (concrete compressive strength) and direction of the central columns, classifying in nonsway or sway frames to know whether or not consider the second order effects in the structural analysis resulting in design choices with more stable structures from the point of view of the building as a whole.

Key-words: Global stability. Global instability parameters. Second order effects. Non-linear analysis. Reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Efeitos de 1ª ordem	23
Figura 2 - Efeitos de 2ª ordem	24
Figura 3 - Efeitos globais de 2ª ordem	24
Figura 4 - Estruturas de nós fixos e nós móveis	25
Figura 5 - Associação de pórticos planos	32
Figura 6 - Corte esquemático estudo (dimensões em metros, sem escala).....	38
Figura 7 – Esquema de simetria (dimensões em centímetros, sem escala)	39
Figura 8 - Planta de forma - Pavimento tipo (dimensões em centímetros, sem escala)	40
Figura 9 - Esquema representativo dos pórticos na planta de forma (dimensões em centímetros, sem escala) – Direção X	41
Figura 10 - Esquema representativo dos pórticos na planta de forma (dimensões em centímetros, sem escala) – Direção Y	42
Figura 11 - Esquema da associação de pórticos - Direção X	43
Figura 12 - Esquema da associação de pórticos - Direção Y	43
Figura 13 – Apresentação do software FTOOL	50
Figura 14 - Nomenclatura dos exemplos do estudo de caso.....	54
Figura 15 - Planta de forma - Pavimento tipo - Pilares centrais com direção modificada (dimensões em centímetros, sem escala).....	61
Figura 16 – Comparação de valores de α - quatro pavimentos	99
Figura 17 – Comparação de valores de γz - quatro pavimentos	100
Figura 18 – Comparação de valores de α - oito pavimentos	101
Figura 19 – Comparação de valores de γz - oito pavimentos.....	102
Figura 20 – Comparação de valores de α - dez pavimentos	103
Figura 21 – Comparação de valores de γz - dez pavimentos.....	104
Figura 22 – Comparação valores de α – todos os exemplos.....	105
Figura 23 – Comparação valores de γz - todos os exemplos.....	106
Figura A.1 – Fachada do edifício do estudo de caso	114
Figura A.2 – Planta baixa pavimento térreo (dimensões em centímetros, sem escala).....	115
Figura A.3 – Planta baixa pavimento superior (dimensões em centímetros, sem escala).....	116
Figura A.4 – Corte AA estudo de caso (dimensões em centímetros, sem escala).....	117
Figura A.5 – Planta de forma fundação (dimensões em centímetros, sem escala).....	118
Figura A.6 – Planta de forma cobertura (dimensões em centímetros, sem escala)	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Carregamentos verticais	44
Tabela 2 – Dados utilizados no carregamento de vento	45
Tabela 3 – Dados utilizados para consideração de carregamento horizontal gerado por desaprumo global.....	46
Tabela 4 - Resumo dos exemplos estudados	54
Tabela 5 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E1 – 4 ORIG20	55
Tabela 6 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E1 – 4 ORIG20	55
Tabela 7 – Parâmetro de instabilidade α - Cominação 1 - Direção Y – E1 – 4 ORIG20.....	55
Tabela 8 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E1 – 4 ORIG20	55
Tabela 9 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E1 – 4 ORIG20	56
Tabela 10 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E1 – 4 ORIG20	56
Tabela 11 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E1 – 4 ORIG20	56
Tabela 12 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E1 – 4 ORIG20	57
Tabela 13 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E1 – 4 ORIG20.....	57
Tabela 14 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E2 – 4 ORIG30....	58
Tabela 15 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E2 – 4 ORIG30....	58
Tabela 16 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30....	58
Tabela 17 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30....	58
Tabela 18 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E2 – 4 ORIG30	59
Tabela 19 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E2 – 4 ORIG30	59
Tabela 20 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30	59
Tabela 21 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30	60
Tabela 22– Resumo parâmetros de instabilidade global – E2 – 4 ORIG30.....	60
Tabela 23 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E3 – 4 MOD20	61
Tabela 24 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E3 – 4 MOD20	61
Tabela 25 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E3 – 4 MOD20	62
Tabela 26 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E3 – 4 MOD20	62
Tabela 27 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E3 – 4 MOD20.....	62
Tabela 28 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E3 – 4 MOD20.....	62
Tabela 29 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E3 – 4 MOD20.....	63
Tabela 30 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E3 – 4 MOD20.....	63

Tabela 31 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E3 – 4 MOD20	63
Tabela 32 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E4 – 4 MOD30	64
Tabela 33 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E4 – 4 MOD30	64
Tabela 34 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E4 – 4 MOD30	64
Tabela 35 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E4 – 4 MOD30	64
Tabela 36 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E4 – 4 MOD30.....	65
Tabela 37 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E4 – 4 MOD30.....	65
Tabela 38 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E4 – 4 MOD30.....	65
Tabela 39 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E4 – 4 MOD30.....	66
Tabela 40 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E4 – 4 MOD30	66
Tabela 41 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E5 – 8 ORIG20....	67
Tabela 42 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E5 – 8 ORIG20....	67
Tabela 43 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20....	67
Tabela 44 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20....	68
Tabela 45 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E5 – 8 ORIG20	68
Tabela 46 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E5 – 8 ORIG20	69
Tabela 47 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20	69
Tabela 48 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20	70
Tabela 49 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E5 – 8 ORIG20.....	70
Tabela 50 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E6 – 8 ORIG30....	71
Tabela 51 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E6 – 8 ORIG30....	71
Tabela 52 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30....	71
Tabela 53 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30....	72
Tabela 54 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E6 – 8 ORIG30	72
Tabela 55 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E6 – 8 ORIG30	73
Tabela 56 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30	73
Tabela 57 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30	74
Tabela 58 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E6 – 8 ORIG30.....	74
Tabela 59 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E7 – 8 MOD20	75
Tabela 60 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E7 – 8 MOD20	75
Tabela 61 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E7 – 8 MOD20	75
Tabela 62 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E7 – 8 MOD20	76
Tabela 63 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E7 – 8 MOD20.....	76

Tabela 64 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E7 – 8 MOD20.....	77
Tabela 65 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E7 – 8 MOD20.....	77
Tabela 66 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E7 – 8 MOD20.....	78
Tabela 67 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E7 – 8 ORIG30.....	78
Tabela 68 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E8 – 8 MOD30	79
Tabela 69 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E8 – 8 MOD30	79
Tabela 70 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E8 – 8 MOD30	79
Tabela 71 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E8 – 8 MOD30	80
Tabela 72 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E8 – 8 MOD30.....	80
Tabela 73 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E8 – 8 MOD30.....	81
Tabela 74 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E8 – 8 MOD30.....	81
Tabela 75 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E8 – 8 MOD30.....	82
Tabela 76 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E8 – 8 MOD30	82
Tabela 77 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E9 – 10 ORIG20..	83
Tabela 78 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E9 – 10 ORIG20..	83
Tabela 79 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20..	83
Tabela 80 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20..	84
Tabela 81 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E9 – 10 ORIG20	84
Tabela 82 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E9 – 10 ORIG20	85
Tabela 83 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20	85
Tabela 84 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20	86
Tabela 85 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E9 – 10 ORIG20.....	86
Tabela 86 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E10 – 10 ORIG30	87
Tabela 87 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E10 – 10 ORIG30	87
Tabela 88 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30	87
Tabela 89 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30	88
Tabela 90 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E10 – 10 ORIG30	88
Tabela 91 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E10 – 10 ORIG30	89
Tabela 92 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30	89
Tabela 93 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30	90
Tabela 94 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E10 – 10 ORIG30.....	90
Tabela 95 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E11 – 10 MOD20	91
Tabela 96 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E11 – 10 MOD20	91

Tabela 97 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E11 – 10 MOD20	91
Tabela 98 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E11 – 10 MOD20	92
Tabela 99 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E11 – 10 MOD20.....	92
Tabela 100 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E11 – 10 MOD20.....	93
Tabela 101 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E11 – 10 MOD20.....	93
Tabela 102 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E11 – 10 MOD20.....	94
Tabela 103 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E11 – 10 MOD20	94
Tabela 104 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E12 – 10 MOD30	95
Tabela 105 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E12 – 10 MOD30	95
Tabela 106 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E12 – 10 MOD30	95
Tabela 107 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E12 – 10 MOD30	96
Tabela 108 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E12 – 10 MOD30.....	96
Tabela 109 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E12 – 10 MOD30.....	97
Tabela 110 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E12 – 10 MOD30.....	97
Tabela 111 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E12 – 10 MOD30.....	98
Tabela 112 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E12 – 10 MOD30	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR Norma Brasileira

NLF Não linearidade física

NLG Não linearidade geométrica

IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto

LISTA DE SÍMBOLOS

α Parâmetro de instabilidade alfa

γ_z Coeficiente gamma-z de avaliação da instabilidade e majoração dos esforços globais finais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem

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

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

$E_{cs}I_c$ Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

$M_{1,tot,d}$ Soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura

$\Delta M_{tot,d}$ Soma do produto de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem

A_s Área de aço, armadura positiva

A_s' Área de aço, armadura negativa

E_{ci} Módulo de elasticidade inicial do concreto

f_{ck} Resistência característica do concreto a compressão

$P-\Delta$ Efeitos globais da NLG/ Método para obter os momentos finais de segunda ordem

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	17
1 JUSTIFICATIVA	20
1.1 Objetivos.....	20
1.1.1 Objetivo geral.....	20
1.1.2 Objetivos específicos.....	20
1.2 Resumo dos capítulos	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1 Tipos de análise.....	22
2.1.1 Análise linear	22
2.1.2 Análise não-linear	22
2.1.2.1 Não-linearidade física	22
2.1.2.1 Não-linearidade geométrica.....	22
2.2 Efeitos de primeira e segunda ordem globais	23
2.3 Classificações das estruturas	25
2.4 Parâmetros de instabilidade global.....	25
2.4.1 Parâmetro de instabilidade α	26
2.4.2 Coeficiente γ_z	27
2.5 Fatores que influenciam os parâmetros	29
2.5.1 Cargas atuantes	29
2.5.1.1 Ações horizontais	29
2.5.1.2 Ações verticais	29
2.5.2 Rigidez	30
2.6 Tipos de modelos estruturais	30
2.6.1 Vigas contínuas.....	31
2.6.2 Grelhas	31
2.6.3 Pórticos planos.....	31
2.6.4 Pórticos espaciais.....	32
2.7 Trabalhos correlatos	32
3 ESTUDO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL α e γ_z	37
3.1 Apresentação do estudo de caso	37
3.2 Simetria	38
3.3 Planta de forma.....	39
3.4 Modelo estrutural adotado	41

3.5	Carregamentos	44
3.5.1	Carregamento vertical	44
3.5.1.1	Reações de apoio das lajeas nas vigas	44
3.5.2	Carregamento horizontal	45
3.5.3	Combinações de carregamento	47
3.6	Análise da estabilidade global	49
3.6.1	Ferramentas utilizadas	49
3.6.2	Parâmetro α – procedimentos de cálculo	51
3.6.3	Coeficiente γ_z – procedimentos de cálculo	52
3.7	Exemplos	53
3.7.1	Caracterização dos edifícios estudados	53
3.7.1.1	Representação dos exemplos	54
3.7.2	Exemplo E1 – 4 ORIG20	55
3.7.3	Exemplo E2 – 4 ORIG30	57
3.7.4	Exemplo E3 – 4 MOD20	60
3.7.5	Exemplo E4 – 4 MOD30	64
3.7.6	Exemplo E5 – 8ORIG20	66
3.7.7	Exemplo E6 – 8ORIG30	70
3.7.8	Exemplo E7 – 8 MOD20	74
3.7.9	Exemplo E8 – 8 MOD30	78
3.7.10	Exemplo E9 – 10 ORIG20	82
3.7.11	Exemplo E10 – 10 ORIG30	87
3.7.12	Exemplo E11 – 10 MOD20	90
3.7.13	Exemplo E12 – 10 MOD30	94
3.8	Análise dos resultados	98
3.8.1	Edificações de quatro pavimentos	99
3.8.2	Edificações de oito pavimentos	101
3.8.3	Edificações de dez pavimentos	103
3.8.4	Todas as edificações	104
	CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
	REFERÊNCIAS	110
	ANEXOS	113
	ANEXO A	114
	ANEXO B – PROJETOS BLOCO 400	

INTRODUÇÃO

A Engenharia Civil passa por mudanças e aprimoramentos de novos métodos e técnicas desde o princípio. Com novas tecnologias disponíveis desenvolvidas pelo mundo moderno vieram conquistas em diversos âmbitos. Focando na Engenharia Civil, aliada a novos instrumentos, tem-se o surgimento de obras e idealizações de projetos antes não imaginados pelos engenheiros e arquitetos. A Arquitetura trás muitos desafios a Engenharia Civil com projetos de edifícios cada vez mais altos e esbeltos criando assim preocupações relacionadas ao comportamento e estabilidade dessas estruturas submetidas a variadas situações.

Atualmente, a realidade de projeto mudou. Considerações que anteriormente eram feitas apenas em obras especiais, como os efeitos de segunda ordem e estabilidade global e local das estruturas, passam a ser necessárias a obras cada vez mais comuns que deixaram de ser especiais como consequência da implantação de novas técnicas nos processos executivos e escolha por edifícios altos e esbeltos objetivando abrigar maior quantidade de pessoas e/ou serviços em menor projeção em área.

Algumas ferramentas computacionais surgiram para complementar análises realizadas em projetos de estruturas das mais variadas formas possíveis, analisando comportamentos sob diferentes efeitos e situações, gerando assim relatórios para comparações entre determinadas características com o intuito de aperfeiçoar esses projetos. Como exemplo, temos o software CAD/TQS para projeto de estruturas de concreto armado, protendido e pré-moldado e o Eberick V10 pertencente a AltoQi que é um sistema para projeto estrutural em concreto armado e pré-moldado.

O concreto armado faz parte de muitas das estruturas das edificações no Brasil. Sua importância como elemento estrutural pode ser demonstrada através da criação do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) em 1972 com o objetivo de produzir, divulgar e defender o correto conhecimento sobre materiais, projeto, construção, uso e manutenção de obras de concreto, desenvolvendo o seu mercado, envolvendo seus agentes e trabalhando em benefício dos consumidores e da sociedade com respeito ao meio ambiente conforme o estatuto da instituição. Portanto, o uso desse material se tornou tão comum que teve como consequência o crescimento de pesquisas sobre seu comportamento submetido a diversas situações, sobre seu

processo de fabricação e diversos fatores que influenciam no seu comportamento como resistente estrutural.

A Norma Brasileira (NBR) 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, define os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto simples, armado e protendido. O capítulo 15 da norma trata da instabilidade e efeitos globais de 2ª ordem em estruturas de concreto. Os efeitos globais de 2ª ordem são os efeitos considerados analisando o equilíbrio da estrutura em uma configuração deformada provocada pela ação das cargas verticais e horizontais. Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2014), a análise estrutural dos efeitos de 2ª ordem deve assegurar que nas combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

Dois parâmetros principais são indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para a análise da estabilidade de estruturas de concreto considerando efeitos de segunda ordem globais. São conhecidos como: parâmetro de instabilidade alfa (α) e coeficiente gamma-z (γ_z). O parâmetro de instabilidade α classifica a estrutura quanto a deslocabilidade lateral dos nós. O coeficiente γ_z mede a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem. Esses parâmetros serão objetos desse trabalho aplicados a um estudo de caso específico como forma de analisar a estabilidade de estruturas e diversas condições que a influenciam de maneira positiva ou negativa.

A análise de 2ª ordem é importante, pois considera a estrutura deformada devido aos efeitos que o carregamento aplicado gera na mesma, permitindo assim uma representação do comportamento da estrutura mais próxima da realidade frente aos esforços que influenciam em seu desempenho como elemento portante. A não consideração da análise de 2ª ordem pode gerar problemas graves relacionados à estabilidade da edificação.

Fusco (1996) trata um caso de um conjunto de quatro edifícios idênticos que foram construídos simultaneamente e apresentaram os mesmos danos estruturais que quase os levaram ao colapso global. Nesses edifícios observou-se a ausência de elementos adequados de contraventamento que garantam a estabilidade geral dos mesmos. A falta da análise dos efeitos de 2ª ordem que essas estruturas foram submetidas gerou muitos problemas estruturais incluindo fissuras de várias maneiras que necessitaram ser vistoriados, diagnosticados, e acompanhados por um período de tempo para encontrar a solução do problema. A solução encontrada foi o reforço estrutural para aumentar a rigidez da estrutura e garantir a estabilidade das edificações. Uma análise prévia dos efeitos de 2ª ordem nesse conjunto de

edifícios idênticos teria evitado o surgimento dos problemas estruturais e provocado uma modificação prévia no projeto estrutural de forma a prevenir esses problemas relacionados com a estabilidade.

1 JUSTIFICATIVA

O crescimento acelerado das cidades teve como consequência a valorização do espaço urbano que passou a ser cada vez mais escasso e ter custo mais elevado. Portanto, os novos projetos arquitetônicos visam otimizar a área do terreno implantando edificações cada vez mais altas e esbeltas comportando diversas atividades sejam elas comerciais, residenciais ou de prestação de serviços em uma menor projeção em área.

Fontes (2005) afirma que a segurança de uma edificação é primordial e pode ser verificada através do domínio do profissional da engenharia civil acerca dos tipos de análises para a concepção dos projetos estruturais. Com o avanço da tecnologia surgiram vários softwares especializados na área de concepção estrutural de edifícios que a princípio surgiram calculando a estrutura através da análise linear e posteriormente deram lugar para novas atualizações que englobaram a análise não linear.

Esse estudo de caso é justificado tendo como base a importância da análise estrutural de 2ª ordem em edifícios de concreto armado. A existência de parâmetros capazes de auxiliar o engenheiro calculista nessa análise é fundamental para compreender melhor o comportamento da estrutura. A consideração dos efeitos de 2ª ordem traz uma visão mais realista acerca do que realmente acontece com os esforços em uma edificação que precisam ser analisados corretamente para prevenir futuros problemas relacionados à instabilidade.

1.1 Objetivos

Segue abaixo o objetivo geral e os objetivos específicos desse trabalho.

1.1.1 *Objetivo geral*

O objetivo geral desse estudo de caso é analisar a influência de alguns parâmetros de projeto na estabilidade global de estruturas de concreto armado.

1.1.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos desse trabalho são:

- Estudar a estabilidade global de estruturas de concreto armado e aplicação dos parâmetros α e γ_z ;

- Analisar o comportamento da estrutura de concreto armado submetida a diversas situações de combinações últimas normais conforme NBR 6118 (ABNT, 2014);
- Promover modificações de projeto, como a quantidade de pavimentos, f_{ck} (resistência característica do concreto a compressão) utilizado e mudança de direção dos pilares centrais, para analisar quais consequências surgiria com relação aos valores dos parâmetros α e γ_z ;
- Comparar escolhas de características de projeto que atendem a estabilidade estrutural com outras opções mais instáveis.

1.2 Resumo dos capítulos

No capítulo 1 são apresentados a justificativa, o objetivo geral e os objetivos específicos do estudo de caso.

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica acerca do assunto com todas as definições necessárias para a compreensão do tema abordado.

No capítulo 3 inicia-se o estudo de caso com apresentação da metodologia, ferramentas utilizadas, exemplos estudados e análise dos resultados obtidos.

No capítulo considerações é feita a conclusão do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão descritos alguns conceitos fundamentais para a compreensão e análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado com a utilização de parâmetros para a verificação da estabilidade de uma edificação.

2.1 Tipos de análise

Segue a abaixo a definição de análise linear e análise não linear de uma estrutura de uma edificação.

2.1.1 *Análise linear*

Kimura (2007) define como análise linear aquela em que ao calcular uma estrutura a resposta da mesma, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, é proporcional à medida que um carregamento é aplicado.

2.1.2 *Análise não linear*

Kimura (2007) define como análise não linear aquela em que ao calcular uma estrutura a resposta da mesma, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, é desproporcional à medida que um carregamentos é aplicado. O comportamento não linear do concreto é resultado basicamente da não linearidade física (NLF) e não linearidade geométrica (NLG).

2.1.2.1 *Não linearidade física*

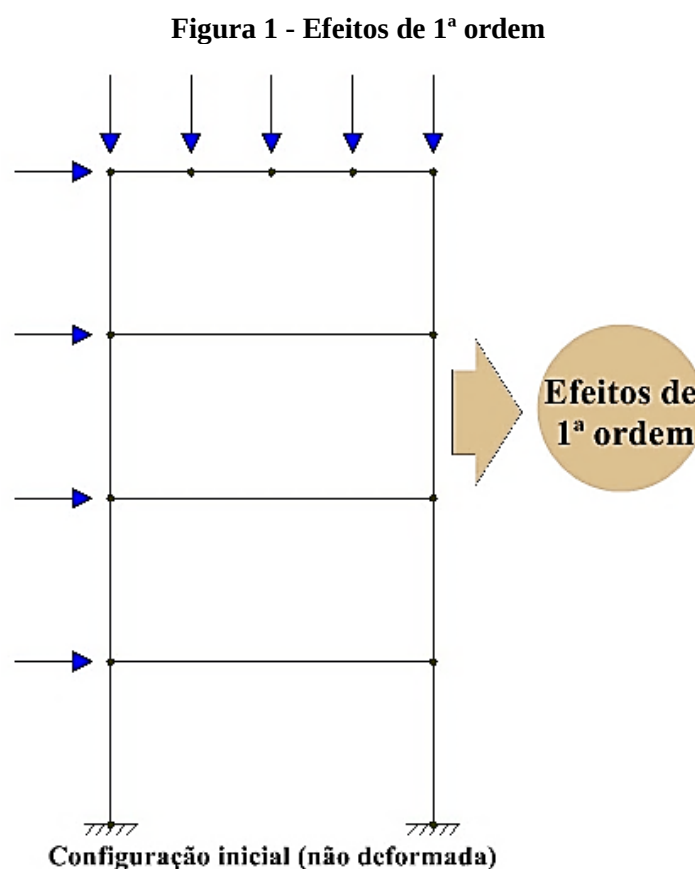
Bueno (2014) afirma que a não linearidade física tem relação com o comportamento do material da estrutura. No concreto armado, a rigidez do concreto e do aço se modifica na medida em que o carregamento é aplicado gerando uma resposta não linear. Alguns aspectos que explicam a não linearidade do concreto são a fissuração, fluência e presença da armadura pois geram mudanças na seção transversal e resposta dos elementos estruturais.

2.1.2.2 *Não linearidade geométrica*

À medida que o carregamento é aplicado na edificação ocorrem mudanças na geometria dos elementos estruturais. São os efeitos de 2ª ordem os responsáveis por provocar um comportamento não linear da geometria da estrutura. Segundo Bueno (2014), os efeitos da não linearidade geométrica são analisados quando se considera a posição de equilíbrio final deformada de uma estrutura existente devido à ação dos esforços na mesma.

2.2 Efeitos de primeira e segunda ordem globais

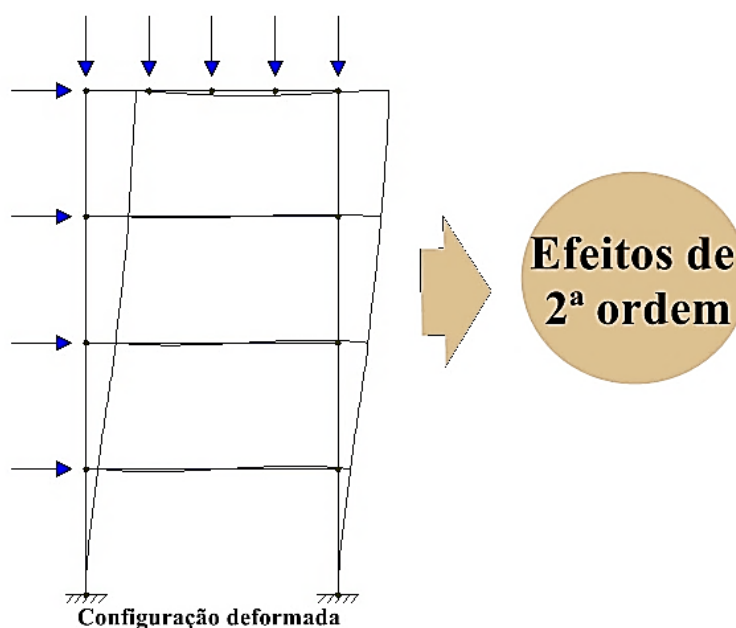
Kimura (2007) classifica como efeitos de primeira ordem aqueles que são obtidos com o cálculo da estrutura na sua configuração geométrica inicial não deformada. A figura 1 ilustra o efeito de primeira ordem.



Fonte: Autora (2018).

Efeitos de segunda ordem são aqueles em que o cálculo da estrutura é realizado na sua posição deformada tendo como consequência o aumento dos esforços internos. A figura 2 ilustra o efeito de segunda ordem.

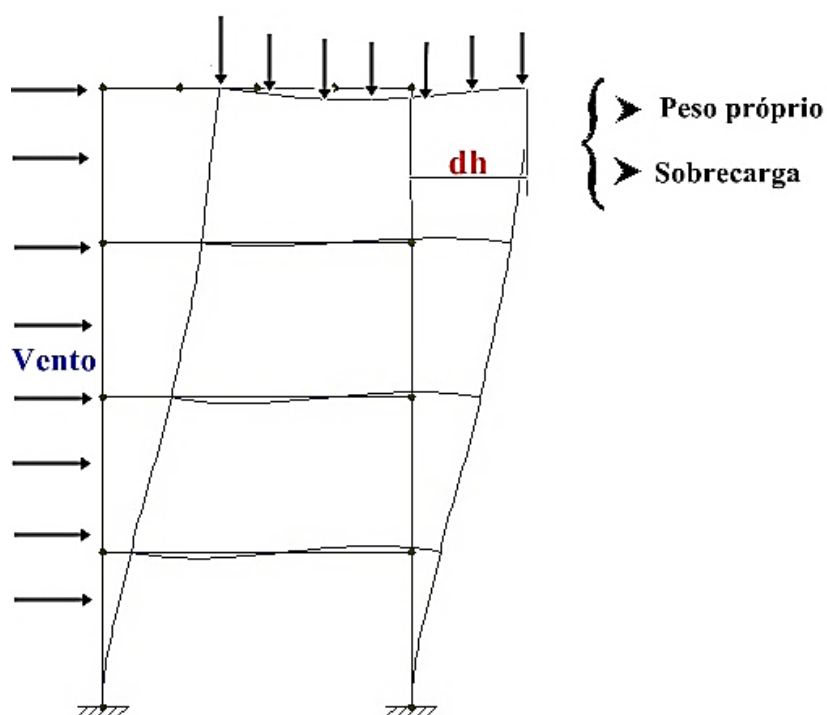
Figura 2 - Efeitos de 2ª ordem



Fonte: Autora (2018).

Segundo Kimura (2007) os efeitos de 2ª ordem globais são aqueles relacionados à edificação como um todo. Por exemplo, um edifício submetido à ação do vento sofre um deslocamento horizontal e esse deslocamento leva a consideração dos efeitos de segunda ordem devido a cargas verticais de peso próprio e sobrecarga. A figura 3 ilustra essa situação.

Figura 3 - Efeitos globais de 2ª ordem



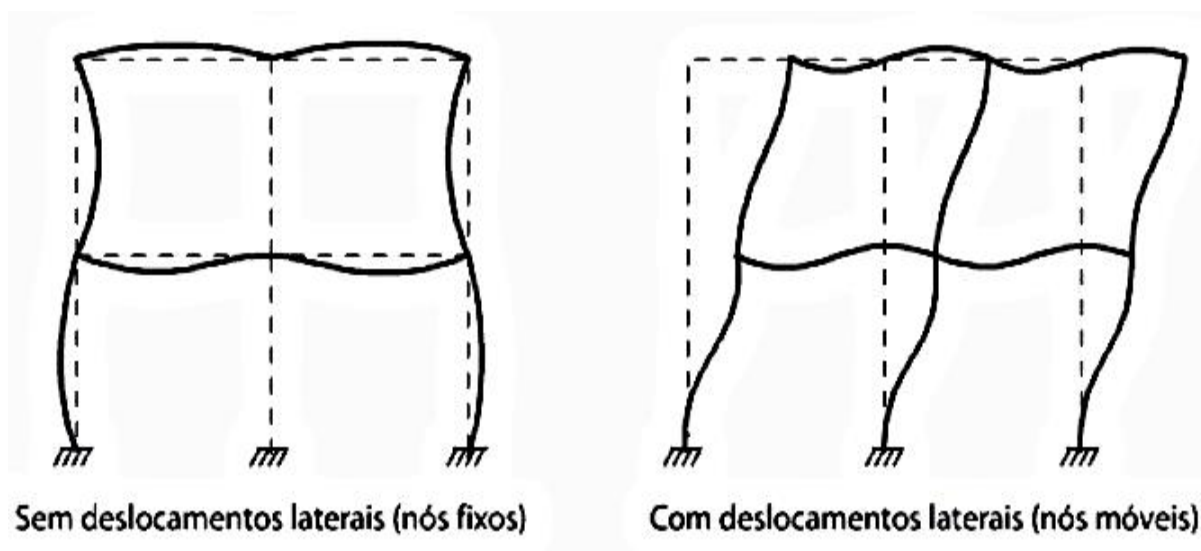
Fonte: Autora (2018).

2.3 Classificações das estruturas

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) as estruturas podem ser classificadas segundo os efeitos globais de segunda ordem em estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis. As estruturas de nós fixos são aquelas em que os deslocamentos horizontais são pequenos e como consequência é permitido desprezar os efeitos de segunda ordem nos casos em que esses efeitos são inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem. As estruturas de nós móveis são aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e os efeitos de segunda ordem devem ser considerados nos casos em que estes são superiores a 10% dos esforços de primeira ordem.

A figura 4 ilustra o comportamento de um pórtico plano composto por uma estrutura de nós fixos em comparação com o comportamento de uma estrutura de nós móveis composta pelo mesmo pórtico.

Figura 4 - Estruturas de nós fixos e nós móveis



Fonte: Castro (2012).

2.4 Parâmetros de instabilidade global

Para a classificação das estruturas em nós fixos e nós móveis a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece dois parâmetros de instabilidade global a serem verificados. A seguir estão as definições desses parâmetros conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) e as considerações necessárias em cada um deles.

2.4.1 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro de instabilidade α surgiu através de um trabalho publicado pelos autores Gert Konig e Hubert Beck em 1967 classificando a estrutura quanto à deslocabilidade lateral dos nós (BECK & KONIG, 1967 apud VASCONCELOS, 1997, p. 56). Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1 , conforme a equação 1.

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (1)$$

Em que: $\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n$ se: $n \leq 3$

$\alpha_1 = 0,6$ se: $n \geq 4$

Em que:

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

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

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

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

O valor limite de $\alpha_1 \leq 0,6$, quando $n \geq 4$ pavimentos é, em geral, aplicável a maioria das estruturas de edifícios.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere valores predefinidos de acordo com o tipo de contraventamento da estrutura conforme segue abaixo:

- Para associações de pilares paredes e para pórticos associados a pilares parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$;
- Para contraventamentos compostos exclusivamente de pilares paredes, adotar $\alpha_1 = 0,7$;
- Para contraventamentos compostos apenas por pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

Segundo Canesin (2013), o parâmetro α , em teoria, somente poderia ser adotado em estruturas reticuladas simétricas. Como é comum que estruturas sejam assimétricas, tanto

geometricamente como na questão relacionada à vinculação entre elementos ou carregamentos aplicados na estrutura, na maioria dos casos este parâmetro não é adequado para analisar os efeitos de segunda ordem global em estruturas. Em estruturas aporticadas, esta interferência das situações assimétricas reflete não apenas no pavimento onde ocorrem, podendo influenciar também no dimensionamento de elementos em outros pavimentos. Assim, é possível encontrar pavimentos com estrutura perfeitamente simétrica, porém com resultados diferentes entre os elementos devido aos efeitos da assimetria em outros pavimentos da edificação.

Moncayo (2011) afirma que na prática o parâmetro α é menos utilizado que o coeficiente γ_z , pois α apenas classifica a estrutura no sentido de considerar ou não os esforços de segunda ordem não sendo utilizado para estimar o valor desses esforços como é feito com o coeficiente γ_z .

2.4.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991), medindo a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, também podendo ser utilizado para majorar os efeitos de 1ª ordem devido às cargas horizontais para obtenção de efeitos aproximados de 2ª ordem. O coeficiente γ_z é definido por meio da equação 2.

$$\gamma_z = \frac{1}{\left(1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}\right)} \quad (2)$$

Em que:

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

$\Delta M_{\text{tot,d}}$ - É a soma do produto de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos quando é obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

Nos casos em que $\gamma_z > 1,1$, temos uma estrutura de nós móveis que necessita obrigatoriamente da consideração de efeitos globais de 2ª ordem, não linearidade física e não linearidade geométrica.

Nos casos em que $\gamma_z \leq 1,3$, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que é possível determinar uma solução aproximada para determinar os esforços globais de 2ª ordem avaliando os esforços de 1ª e 2ª ordens a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$.

Para a determinação do coeficiente γ_z deve-se utilizar os valores de cálculo das ações tomados na situação mais crítica da combinação.

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, utilizando como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c$ para $A_s' \neq A_s$
 $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$ para $A_s' = A_s$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c$

Em que:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes (seção T);

A_s' é a armadura de compressão quando houver armadura dupla;

A_s é a armadura de tração E_{ci} ;

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto, dado $E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}}$;

f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão, em MPa.

Nos casos em que houver necessidade de consideração dos esforços de 2ª ordem, é preciso avaliar os valores encontrados do coeficiente para interpretar se esses valores são elevados a ponto de exceder limites indicados, fato que seria resolvido com a alteração da estrutura para a consequente diminuição do coeficiente.

Moncayo (2011) explica que valores coerentes de γ_z são números maiores que 1,0, valores inferiores a 1,0 ou negativos são incoerentes consequentes de uma estrutura totalmente instável. Carmo (1995) concluiu como valor máximo $\gamma_z = 1,30$. Pinto (1997) concluiu que valores superiores a 1,20 devem ser evitados através da análise de resultados obtidos com auxílio de um método que considera a NLG de forma mais refinada.

Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) concluíram que o limite de 1,20 é conservador sendo que o limite pode ser considerado 1,25 e assim evitar valores acima deste.

Moncayo (2011) afirma que valores acima de 1,30 revelam uma estrutura com alto grau de instabilidade, sendo esta instável e impraticável e na prática as estruturas costumam ser projetadas conforme o limite de 1,20.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que o coeficiente γ_z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Segundo Moncayo (2011), essa limitação é justificada pelo fato de que abaixo de quatro andares ainda não é conhecido qual o valor ideal do coeficiente redutor de rigidez de pilares que deve ser utilizado para a consideração da NLF de forma aproximada. Moncayo (2011) também afirma que o cálculo de γ_z presume estruturas com pavimentos tipos idênticos e um padrão dos elementos estruturais de um piso ao outro, fato que é menos comum em edificações com até quatro pavimentos.

2.5 Fatores que influenciam os parâmetros de instabilidade

Alguns fatores relacionados ao projeto influenciam os valores dos parâmetros de instabilidade. Alguns deles são apresentados a seguir.

2.5.1 Cargas atuantes

2.5.1.1 Ações horizontais

Conforme indica Moncayo (2011) a estabilidade de um edifício independe do valor da ação horizontal. Kimura (2007) explica essa afirmação justificando que ao calcular o coeficiente γ_z de uma estrutura submetida à determinada força comparado ao cálculo de γ_z da mesma estrutura submetida ao dobro dessa força, ao duplicar a força, o deslocamento horizontal também é duplicado como resultado de uma análise linear em que há proporção entre esforços e deslocamentos, portanto, o cálculo de γ_z não sofre nenhuma alteração devido a aumento de esforços horizontais.

2.5.1.2 Ações verticais

As cargas verticais, como o peso próprio e sobrecarga acidental influenciam diretamente na estabilidade da estrutura. Como afirma Kimura (2007) quanto maior o valor da carga vertical, maior será o coeficiente γ_z . Essa conclusão é comprovada através da própria formulação do coeficiente γ_z devido a parcela de $\Delta M_{tot,d}$ presente na fórmula que representa

a soma do produto de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem. Quanto maiores as ações verticais, maiores serão os resultados de $\Delta M_{tot,d}$, obtendo assim no denominador da fórmula um número menor. Assim, ao realizar a divisão de 1 por esse denominador menor, o resultado será um valor maior do coeficiente γ_z justificando a afirmação.

2.5.2 Rigidez

Conforme Kimura (2007) a rigidez a flexão de uma estrutura pode ser definida como o produto entre o módulo de elasticidade longitudinal do material que a compõe pela sua inércia a flexão. Portanto, conclui-se que a rigidez dependerá do material e de suas características geométricas. Assim, é possível compreender a afirmação de Kimura (2007) que explica a distribuição dos esforços solicitantes provenientes das ações em uma edificação conforme a rigidez relativa entre os elementos componentes da sua estrutura.

Portanto, quanto maiores as características geométricas do elemento estrutural maior será seu momento de inércia como consequência maior rigidez para o elemento.

Segundo Bueno (2009) a rigidez de uma estrutura implica diretamente nos valores de deslocamentos horizontais ocorridos após solicitação de carregamento horizontal, portanto, quanto mais rígida, menores os deslocamentos horizontais e consequentes menores efeitos de segunda ordem.

Kimura (2007) afirma que a influência das lajes na estabilidade global de uma edificação é pequena e pode ser desprezada na maioria dos casos, porém, vigas e pilares tem influência significativa na estabilidade global. Bueno (2009) também afirma que os maiores responsáveis pela rigidez da estrutura são os pórticos formados por vigas e pilares tendo influência direta na estabilidade global.

2.6 Tipos de modelos estruturais

Para a análise da estrutura é necessária a definição do modelo estrutural adequado ao estudo. A NBR 6118 (ABNT, 2014) define modelo estrutural como a composição de elementos estruturais básicos, formando sistemas resistentes permitindo representar de forma clara os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura.

2.6.1 Vigas contínuas

Segundo Fontes, Pinheiro e Bittencourt (2005), o modelo clássico de viga contínua considera a viga simplesmente apoiada nos pilares, descartando a ideia de existir solidariedade ou transmissão de momentos entre os mesmos. A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite o uso desse modelo desde que sejam feitas algumas correções estabelecidas pela norma.

2.6.2 Grelhas

Conforme Fontes, Pinheiro e Bittencourt (2005), grelhas são estruturas planas formadas por barras que recebem carregamento perpendicularmente ao seu plano. Em edifícios as grelhas são formadas por vigas e lajes de um pavimento. As lajes maciças ou nervuradas podem ser analisadas como uma malha de barras com rigidez a flexão e rigidez a torção referentes às rigidezes das partes de laje por elas representadas. As cargas são consideradas distribuídas ao longo dos elementos ou concentradas nos nós, com parcelas dadas pelas áreas de influência referentes às barras e aos seus pontos de interseção.

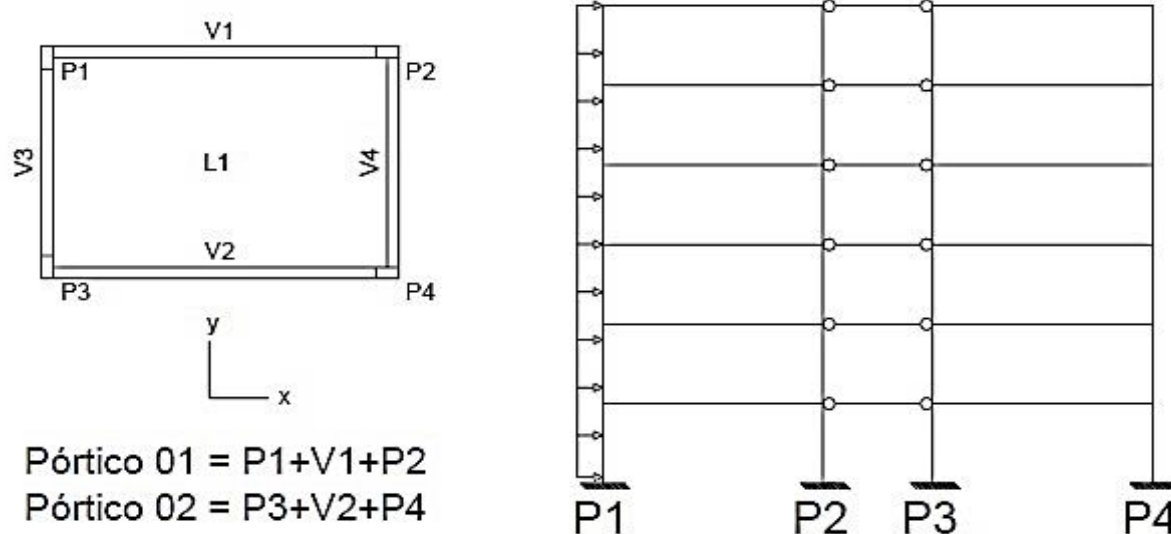
2.6.3 Pórticos planos

Fontes, Pinheiro e Bittencourt (2005) definem pórticos planos como composições de elementos lineares situados em um mesmo plano que leva em conta a transmissão de esforços entre os elementos que o constituem, nos quais são analisados momentos fletores, esforços cortantes e esforços normais.

Segundo Fontes (2005) o uso de pórticos planos na análise de estabilidade global é possível dada a possibilidade de associação de diferentes pórticos de uma mesma direção com o uso de barras articuladas nas extremidades. Essa associação de pórticos considera que pontos situados em um mesmo pavimento transladam de forma conjunta.

A figura 5 ilustra um esquema simples de transformação de vigas e pilares de um ambiente de uma edificação em pórticos planos associados.

Figura 5 - Associação de pórticos planos



Fonte: Fontes (2005)

2.6.4 Pórticos espaciais

Fontes, Pinheiro e Bittencourt (2005) afirmam que o modelo de pórtico tridimensional é o mais completo para a análise estrutural, pois é capaz de determinar momentos de flexão e torção, esforços cortantes e normais de todos os elementos da edificação. Adequado para análise de ações atuantes horizontais e verticais e até estruturas com assimetria. A complexidade do cálculo aumenta e acaba tornando necessário o uso de programas para auxiliar na análise.

2.7 Trabalhos correlatos

A necessidade da avaliação da estabilidade global de estruturas de concreto armado teve como resultado a criação dos parâmetros de instabilidade global α e γ_z conforme indicado no item 2.4. Diante disso, surgiram vários estudos na área com o objetivo de compreender melhor a importância dos parâmetros para a avaliação da estabilidade de uma edificação analisando possíveis consequências geradas pela ausência dessa consideração realizada conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual incluiu os parâmetros de instabilidade global e efeitos de segunda ordem no capítulo 15 da revisão de março de 2003.

A NBR 6118 (ABNT, 1980) precede o surgimento dos parâmetros α e γ_z . Apresentava procedimentos relacionados a estabilidade no capítulo 3 “Esforços solicitantes” no item 3.1.1.3 Ação do vento. Segue abaixo o texto original da norma.

3.1.1.3 Ação do vento

Será exigida a consideração da ação do vento nas estruturas em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes e obrigatoriamente no caso de estruturas de nós deslocáveis, nas quais a altura seja maior que 4 vezes a largura menor, ou em que, em uma dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a 4. Deverá ser levada em conta a possível influência desfavorável de construções próximas à estrutura em exame, que por suas dimensões e forma possam tornar esta influência considerável. (ABNT NBR 6118, 1980, p.5).

Contudo, é possível perceber a falta de informação acerca do tema na NBR 6118 (ABNT, 1980). Situação que sofreu mudança na revisão de março de 2003 na qual ocorreu a adição de um capítulo dedicado ao tema instabilidade e efeitos de segunda ordem composto por 9 páginas na NBR 6118 (ABNT, 2003). Na última revisão realizada em 2014 o capítulo 15 permaneceu e ganhou novas recomendações, composto por 15 páginas da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Carmo (1995) estudou os efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado realizando análise da estabilidade global com o auxílio de α e γ_z utilizando exemplos de estruturas de 30 edifícios de concreto armado na busca por correlações entre os parâmetros adotados na verificação da estabilidade para oferecer condições aos projetistas de avaliar a eficiência e o grau de confiabilidade de cada um desses parâmetros. A análise de γ_z é realizada com o objetivo de obtenção de esforços finais de segunda ordem baseando-se no fato de que na época pretendia incluir esse procedimento na próxima revisão da norma NBR 6118.

Carmo (1995) conclui que a NLF e a NLG deve ser considerada no projeto da estrutura levando em conta o comportamento real da mesma justificando assim a importância da consideração de ações laterais sobre a estrutura. Carmo (1995) alerta os projetistas quanto ao perigo da não consideração das ações laterais com base nos critérios indicados pela NBR 6118 (ABNT, 1980), através do exemplo do edifício estudado (Stradus) levando em consideração os itens da norma, não seria necessária análise das ações laterais, porém, o deslocamento de segunda ordem no topo do edifício teve valor de 0,083m o que acarreta em consequência de efeitos de segunda ordem, gerando problemas de estabilidade que não seriam previstos caso o projetista seguisse os critérios regidos pela norma. Esse estudo gerou uma relação de α e γ_z para que ao determinar α uma equação empírica auxilie na obtenção de um valor aproximado de γ_z .

Wordell (2003) realiza uma revisão dos parâmetros de instabilidade global recomendados pela norma NBR 6118 (ABNT, 2003) para a avaliação da estabilidade global de estruturas submetidas a combinações de carregamentos, como o carregamento horizontal

gerado pelo vento. Analisa diversas estruturas discutindo fatores que interferem no comportamento estrutural alterando o valor de α e γ_z para assim sugerir situações pelas quais os projetistas estruturais irão passar indicando a importância de realizar a análise estrutural na tentativa de retratar de forma mais próxima à realidade do comportamento da estrutura.

Bueno (2009) estuda os efeitos de segunda ordem com a determinação de dois parâmetros avaliadores da estabilidade global de edifícios em algumas situações de projeto, α e γ_z através do uso do software CAD/TQS analisando os efeitos gerados por diferentes estruturas nos valores desses parâmetros além de realizar comparações com uma análise mais refinada de efeitos de segunda ordem através da razão entre o momento de segunda ordem e o de primeira ordem (RM2M1) da última iteração da análise P- Δ . Bueno (2009) enfatiza a importância do conhecimento da origem das fórmulas que auxiliam no cálculo dos esforços de segunda ordem através de γ_z para uma melhor compreensão em casos nos quais o uso das fórmulas é indicado e em outros casos em que não é indicada, como nos casos em que há assimetria acentuada.

Oliveira (2009) estudou a rigidez de pórticos tridimensionais concluindo que a análise tridimensional dos mesmos é viável e sugerida para obter respostas mais realistas da estrutura no que se refere à estabilidade global. Oliveira (2009) afirma que os parâmetros de instabilidade α e γ_z cumprem o papel de análise de estabilidade principalmente nos casos em que os efeitos de segunda ordem são inferiores a 20% dos de primeira ordem. Oliveira (2009) indica que acima do valor de 20% de efeitos de segunda ordem, a utilização de outros parâmetros que são frutos de uma análise mais rigorosa como a relação entre os índices de esbeltez (λ_{cr}/λ_c), o índice de Rankine-Merchant, λ_R e as respostas dinâmicas resultantes de uma análise modal.

Chinem (2010) estudou a estabilidade global de edifícios em concreto armado frente às situações de projeto através do programa Eberick da AltoQi com a avaliação da influência de alguns fatores nos valores de α e γ_z e deslocamento horizontal. Realizadas modificações de projeto como: reduções na rigidez dos elementos estruturais, resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade do concreto, diminuição de seções transversais de vigas e pilares e mudanças nas direções dos pilares foi possível fornecer indicações de maneiras de aumentar a estabilidade de uma edificação através de escolhas de projeto visando analisar a estrutura de forma mais próxima da realidade a que ela estará submetida durante sua vida útil.

Moncayo (2011) avalia os efeitos de segunda ordem em edifícios através de γ_z , FAVt (desenvolvido pela TQS) e pelo processo P- Δ . Comparando resultados obtidos com os

parâmetros em edificações exemplos diferentes para auxiliar engenheiros a compreender melhor os fundamentos da estabilidade para resultar em escolhas adequadas para determinados projetos quanto ao método de calcular os esforços de segunda ordem e quanto à análise dos resultados obtidos através dessa análise estrutural.

Neto (2013) realizou a avaliação da instabilidade global de estruturas considerando algumas variações nas tipologias estruturais como resistência característica do concreto, módulo de elasticidade, seções dos pilares ao longo da altura e pé-direito duplo. Simulando o comportamento das estruturas através de modelagens numéricas utilizando o software SAP2000, que fornece os parâmetros simplificados de instabilidade (α e γ_z) e pelo método P- Δ indicando assim se há necessidade de uma análise de segunda ordem para garantir a segurança da estrutura.

Gass (2015) analisou a estabilidade global de um modelo estudo de caso, através de γ_z , com o auxílio do software SAP2000. Realizou análises de segunda ordem em alguns pilares demonstrando a influência da análise não linear e da estabilidade global no pilar concluindo que a altura do pilar e o seu momento de inércia, são importantes para a estabilidade global da estrutura, pois definirão uma maior ou menor rigidez para a edificação dependendo do seu tamanho e esbeltez, em razão disso, deve-se ter maior atenção para estes elementos quando se trata de um estudo da estabilidade global de edifícios.

Freitas (2015) apresenta os conceitos básicos dos parâmetros de instabilidade global α e γ_z de acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), com resultados de simulações de modelos no software estrutural brasileiro TQS, variando a tensão de compressão nos pilares para relacionar estes valores com os parâmetros e ações adotadas em edifícios para minimizar os efeitos da instabilidade global como a adoção de pilares parede nos elementos de contraventamento devido a sua elevada rigidez a torção capaz de equilibrar os esforços horizontais e reduzir os deslocamentos no topo e a associação de outros sistemas para atuarem em conjunto, como pórticos compostos por vigas e pilares, presença de núcleo rígido e sistema de paredes de concreto.

Diante da apresentação dos trabalhos relacionados ao tema estabilidade global de edificações de concreto armado é possível entender a importância do estudo do tema em questão. Esse trabalho vem com o intuito de contribuir com a bibliografia acerca do tema. O capítulo 15 Instabilidade e efeitos de segunda ordem da NBR 6118 (ABNT, 2014) direciona os caminhos que devem ser seguidos para a análise da estabilidade global de uma edificação de concreto armado, porém com termos técnicos e sem exemplos para auxiliar na

compreensão do processo. É fundamental que seja de conhecimento do profissional habilitado, pois, mesmo que seja o software que realizará os cálculos referentes a estabilidade global, o profissional deve compreender os resultados emitidos pelo programa, para que assim consiga raciocinar no intuito de melhorar escolhas de projeto que resultarão em uma edificação mais estável do ponto de vista global.

3 ESTUDO DOS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL α e γ_z

Nesse capítulo está apresentado o estudo de caso utilizado para a análise dos efeitos de 2ª ordem em um edifício de concreto armado simétrico e aporticado com todas as metodologias utilizadas durante o processo.

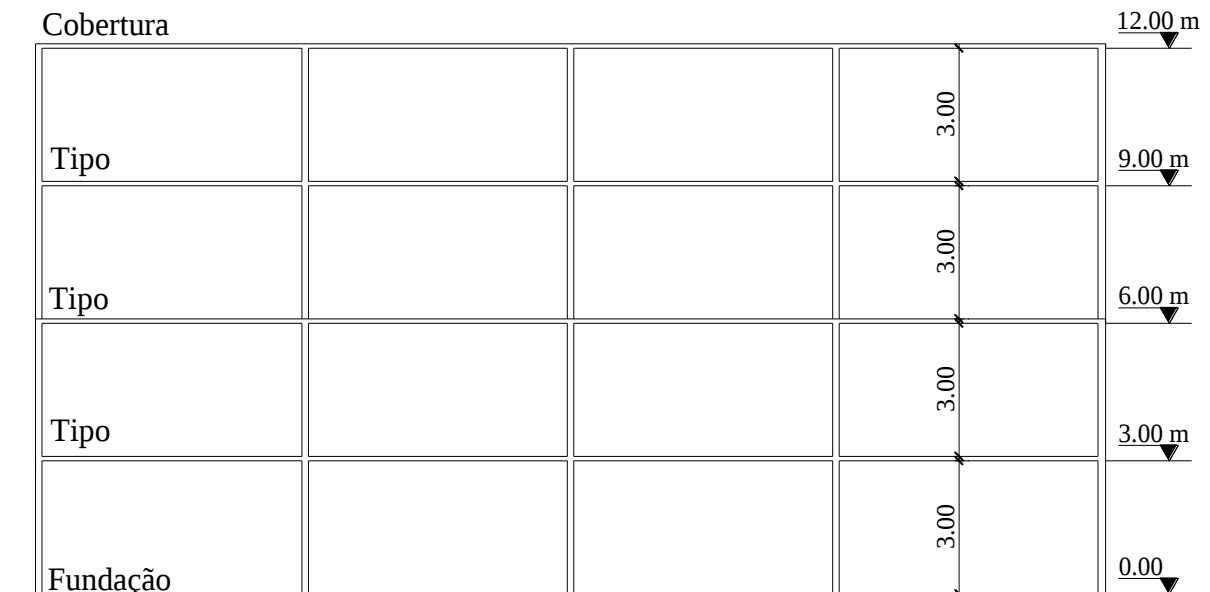
3.1 Apresentação do estudo de caso

A área de estudo é composta por parte do bloco 400 do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, localizado na cidade de Jataí-GO. O bloco 400 é composto por salas de aula com pavimento térreo e um pavimento superior. Como a área de estudo possui apenas dois pavimentos foi necessário uma adaptação devido a NBR 6118 (ABNT, 2014) definir o mínimo de quatro pavimentos para o uso do coeficiente γ_z . Segue no anexo A imagens da área de estudo e projetos arquitetônicos da mesma e no anexo B os projetos arquitetônicos do bloco 400.

O estudo da estabilidade global realizado é caracterizado por uma tipologia definida a partir de uma edificação real apresentada no anexo B com seu projeto utilizado como base e aproveitamento da planta baixa que possui características de simetria com pórticos representantes do modelo estrutural. A edificação é composta inicialmente por quatro pavimentos submetida a algumas modificações de projeto detalhadas em 3.7.1.1 para análise dos valores encontrados de α e γ_z .

A justificativa para a escolha do local é baseada na existência de juntas de dilatação no bloco 400 que delimitam uma edificação mais simples e simétrica. Botelho e Marchetti (2015) definem como juntas de dilatação aquelas que permitem a deformação da estrutura sem causar impactos não previstos nos cálculos como consequência de mudanças de temperatura na estrutura de concreto armado.

O bloco 400 possui duas juntas de dilatação, sendo assim, o bloco é dividido em três partes diferentes que compõem edifícios independentes estruturalmente. Uma dessas partes será o objeto do estudo de caso desse trabalho conforme imagens e projetos dos anexos A e B. A seguir a figura 6 indica o corte esquemático do edifício com pé direito de 3,00 m.

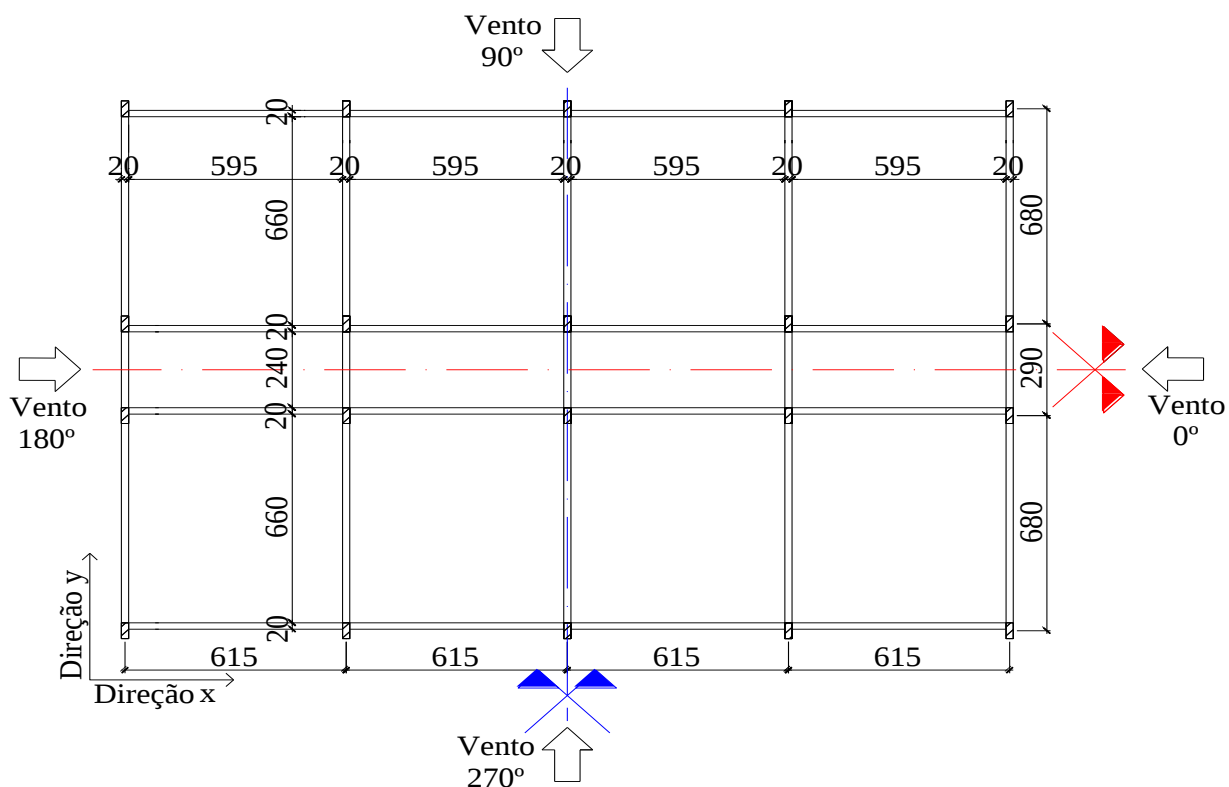
Figura 6 - Corte esquemático estudo (dimensões em metros, sem escala)

Fonte: Autora (2018).

3.2 Simetria

A edificação em estudo possui simetria nas duas direções, identificadas como direções x e y. Portanto, o cálculo dos parâmetros de instabilidade global será feito considerando apenas duas direções partindo do suposto que a simetria encontrada terá como consequência em igualdade no resultado dos parâmetros. A figura 7 a seguir contém um esquema indicando a simetria. A representação da ação de ventos realizada serve para indicar as direções consideradas simétricas (Vento 0° = Vento 180° - direção x e Vento 90° = Vento 270° - direção y) partindo da proposta da análise da edificação de forma isolada independente da existência de outro edifício separado pelas juntas de dilatação.

Figura 7 – Esquema de simetria (dimensões em centímetros, sem escala)



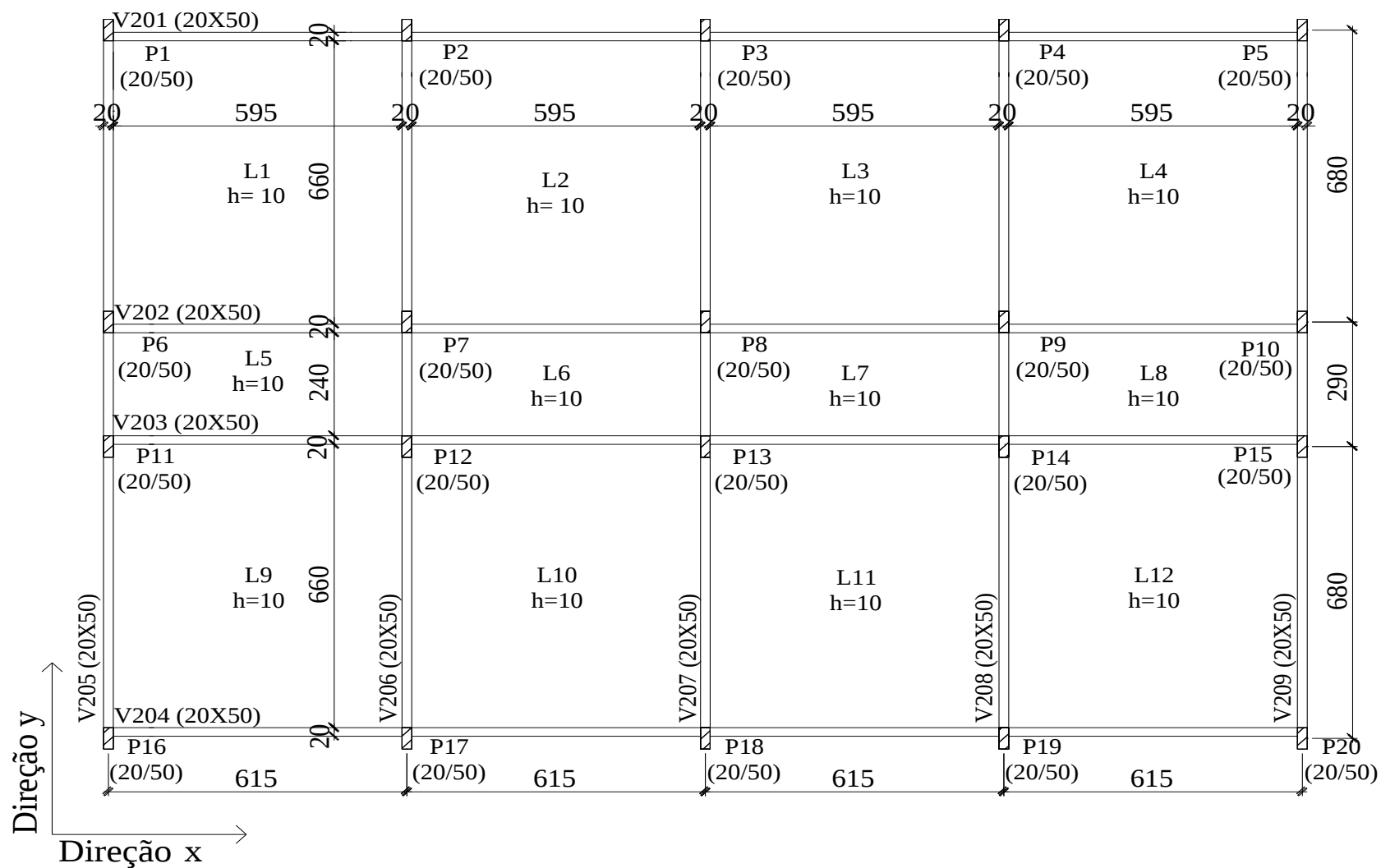
Fonte: Autora (2018).

3.3 Planta de forma

As plantas de forma definem as características geométricas da estrutura. São compostas por todos os elementos estruturais com suas dimensões de seções transversais, distância entre cada um deles e espessuras das lajes.

A seguir a figura 8 ilustra a planta de forma do pavimento tipo do estudo de caso. No anexo A estão as plantas de forma de fundação e cobertura.

Figura 8 - Planta de forma - Pavimento tipo (dimensões em centímetros, sem escala)



Fonte: Autora (2018).

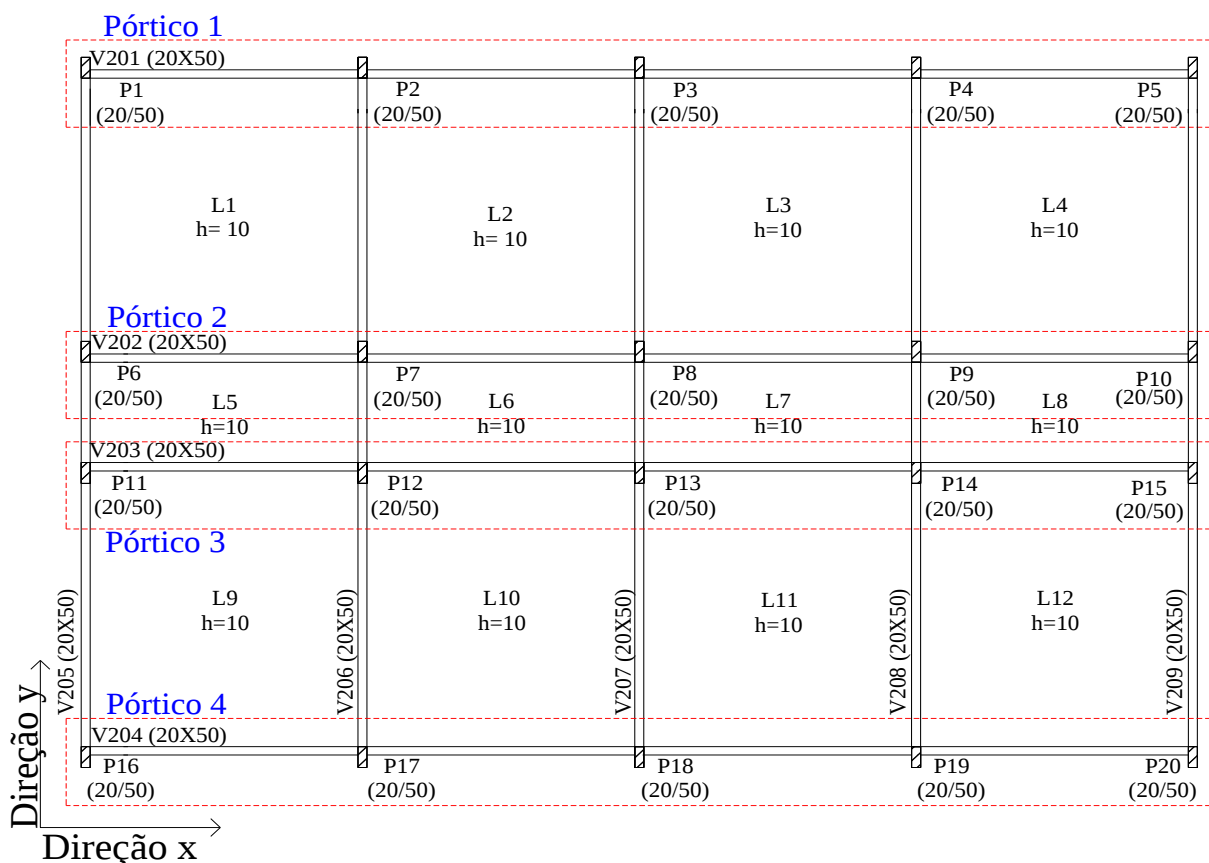
3.4 Modelo estrutural adotado

O modelo adotado para a análise estrutural é o de pórticos planos associados, ligados entre si por barras rígidas rotuladas nas extremidades que tem a função de compatibilizar os deslocamentos horizontais em cada nível entre os pórticos, conforme definidos em 2.5.3.

Fontes (2005) afirma que as barras rígidas presentes nas ligações de um pórtico com o outro são as responsáveis por representar as lajes, pois considera a laje como um diafragma rígido no qual pontos situados no mesmo pavimento transladam em conjunto. Fontes (2005) indica que melhores resultados são obtidos considerando as lajes como barras de comprimento menor ou igual a um metro, e seção transversal de um metro de largura e altura igual a verdadeira espessura da laje para que assim o modelo esteja próximo da realidade.

A figura 9 a seguir explica como foi realizada a associação de pórticos na direção x, sendo que as lajes representadas pelas barras rígidas possuem comprimento igual a 1 metro, seção transversal de um metro de largura e altura igual a 10 cm, para que tenham elevada seção transversal no intuito de não ocorrer deformação axial nas mesmas.

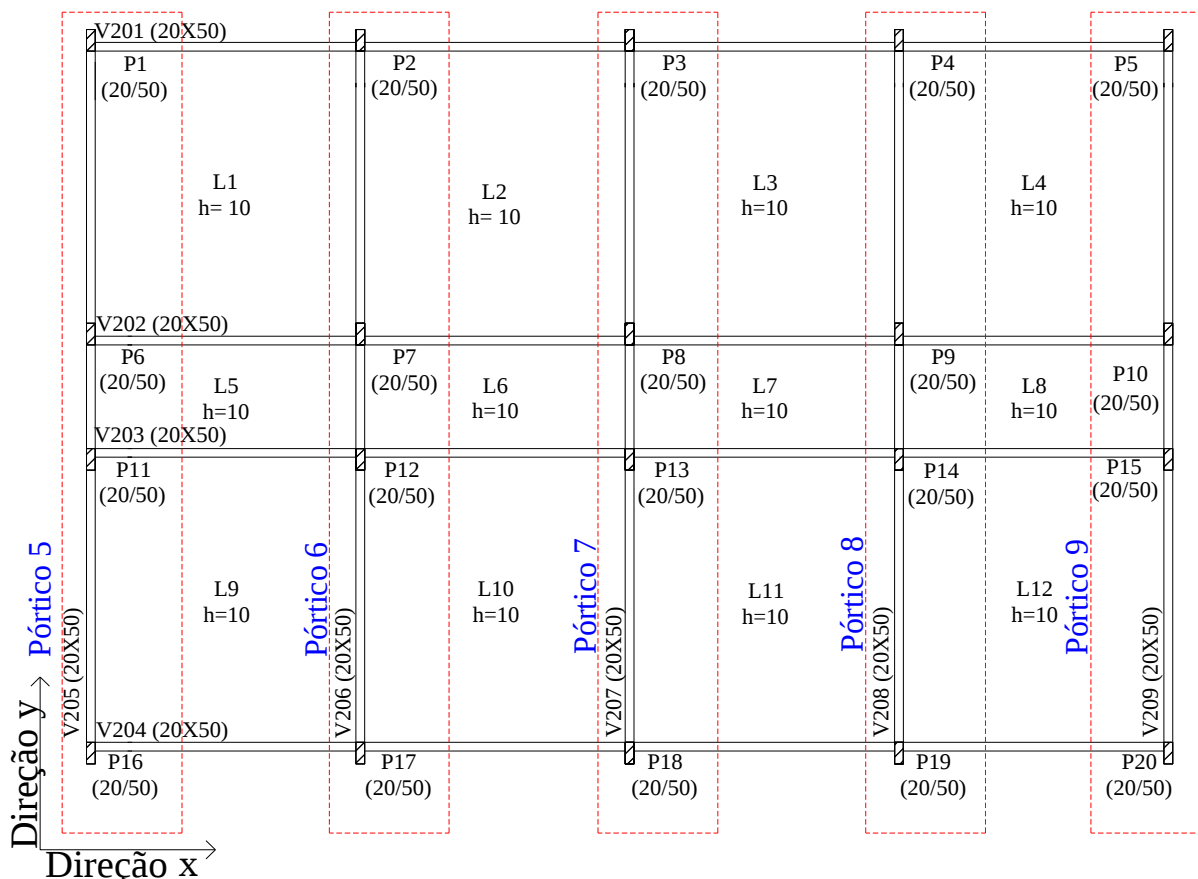
Figura 9 - Esquema representativo dos pórticos na planta de forma (dimensões em centímetros, sem escala) – Direção X



Fonte: Autora (2018).

A figura 10 a seguir explica como foi realizada a associação de pórticos na direção y.

Figura 10 - Esquema representativo dos pórticos na planta de forma (dimensões em centímetros, sem escala) – Direção Y

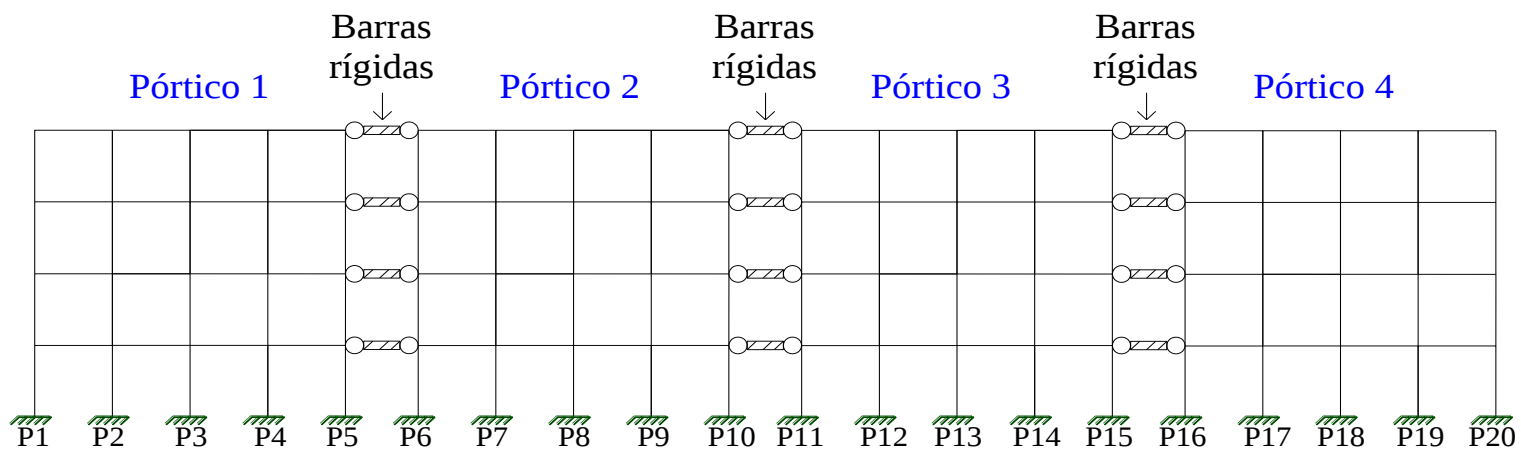


Fonte: Autora (2018).

Barboza (2008) define estrutura de contraventamento como aquela que é composta por uma composição de elementos que possuem uma grande rigidez a ações horizontais sendo responsáveis por transmitir as ações horizontais para a fundação, ou seja, a estrutura de contraventamento tem a função de “travar” a estrutura resultando em estabilidade horizontal diminuindo ao máximo os deslocamentos horizontais. Segundo Bastos (2014), em edificações sem estruturas auxiliares de contraventamento, a estabilidade lateral deve ser garantida exclusivamente pelos pórticos que o compõe. Então, nesses casos é fundamental a existência de ligações rígidas entre algumas vigas e pilares escolhidas pelo projetista com o intuito de criar pórticos com rigidez suficiente para assegurar a estabilidade lateral.

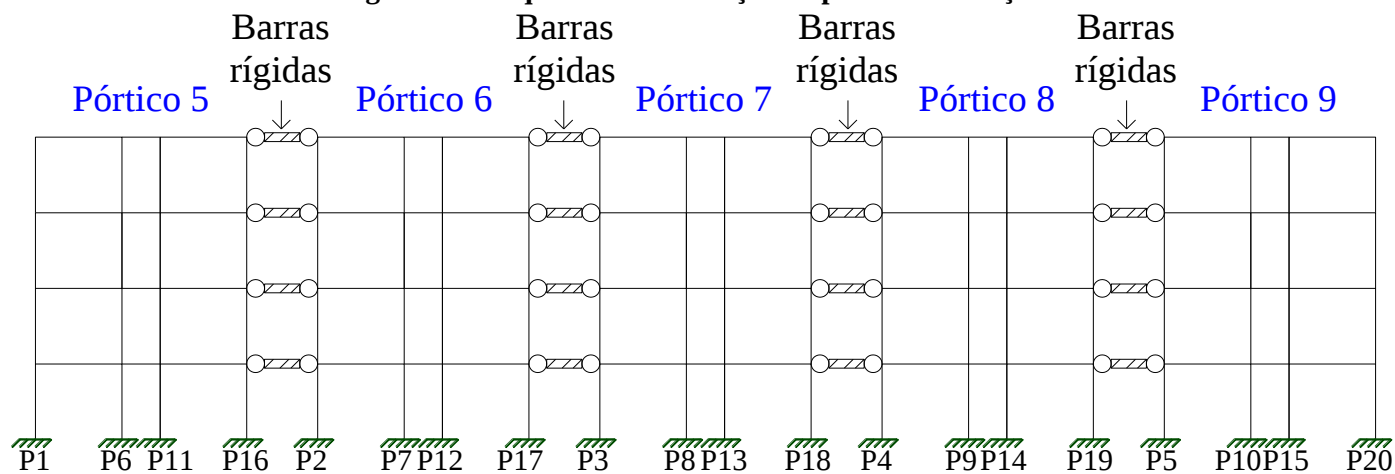
As figuras 11 e 12 ilustram a associação de pórticos na direção x e y representando a edificação estudada com quatro pavimentos. Os demais exemplos são compostos por repetições dos pavimentos tipos e suas respectivas coberturas. Os pórticos representados terão suas respectivas cargas horizontais e verticais calculadas para obtenção dos deslocamentos horizontais que ocorreram na estrutura componente da associação de pórticos.

Figura 11 - Esquema da associação de pórticos - Direção X



Fonte: Autora (2018).

Figura 12 - Esquema da associação de pórticos - Direção Y



Fonte: Autora (2018).

3.5 Carregamentos

O estudo de caso foi submetido a cargas horizontais e verticais compatíveis com a sua geometria e a utilização de cada pavimento.

3.5.1 Carregamento vertical

As cargas verticais adotadas foram compostas por parcelas permanentes e acidentais conforme uso do pavimento, características do edifício e para cada tipo de elemento estrutural conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 6120 (ABNT, 1980). As cargas acidentais foram consideradas conforme o uso das lajes com valores mínimos indicados conforme NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. A Tabela 1 resume os carregamentos verticais adotados.

Tabela 1 – Carregamentos verticais

Elemento	Carga Permanente	Carga acidental
Laje (tipo)	Peso próprio: $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ Revestimento granitina: $0,85\text{kN/m}^2$ Revestimento gesso: $12,5\text{ kN/m}^3$	Escolas – Corredor e salas de aula : 3kN/m^2
Laje (cobertura)	Peso próprio: $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ Revestimento gesso: $12,5\text{ kN/m}^3$	Terraço – Sem acesso ao público: 3kN/m^2
Viga (tipo)	Peso próprio: $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ Alvenaria de tijolo furado: $\gamma_{\text{alv.}} = 13\text{kN/m}^3$	-
Viga (cobertura)	Peso próprio: $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$	-
Pilar	Peso próprio: $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$	-

Fonte: Autora (2018).

3.5.1.1 Reações de apoio das lajes nas vigas

Para cálculo das parcelas de carregamento das lajes que são transmitidas para cada viga foram seguidas as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), item 14.7.6.1, a partir do carregamento atuante nos triângulos ou trapézios formados por retas inclinadas a partir dos vértices com as seguintes angulações:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;

- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Nas vigas dos pórticos planos, a parcela de carregamento das lajes está representada por carga distribuída nas vigas de apoio, somada aos seus respectivos carregamentos. As cargas aplicadas em vigas que não compõem os pórticos (vigas na direção y no caso dos pórticos da direção x) são consideradas na análise estrutural através de carga concentrada aplicada nos pilares de apoio de cada viga. Assim, a representação de pórticos planos associados utilizada para a análise estrutural é composta por todo o carregamento da estrutura nas duas direções.

3.5.2 Carregamento horizontal

Os carregamentos horizontais considerados serão os provenientes da ação do vento e do desaprumo dos elementos verticais. Para a determinação do carregamento horizontal devido ao vento atuante foi utilizada a NBR 6123 (ABNT, 1988) – Forças devidas ao vento em edificações, que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. Os dados utilizados para o cálculo da carga de vento estão apresentados na tabela 2 abaixo.

Tabela 2 – Dados utilizados no carregamento de vento

Parâmetro	Descrição	Valor utilizado	Especificação
V_0	Velocidade básica do vento	35 m/s	Jataí-Goiás
S_1	Fator topográfico	1,00	Terreno plano ou fracamente acidentado
S_2	Rugosidade do terreno	Categoria III	Terreno plano com obstáculos
	Dimensões da edificação	Classe B	Edificação com a maior dimensão entre 20m e 50m
	$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$ $S_2 = 0,94 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,105}$	Por trecho	Calculado para cada altura z do pavimento
S_3	Fator estatístico	1,00	Edifício com alto fator de ocupação

Fonte: Autora (2018).

Para calcular a força de arrasto horizontal ($F_{H,k}$) proveniente da ação do vento é necessário obter a velocidade característica do vento (V_k), a pressão dinâmica do vento (q), o coeficiente de arrasto do vento (C_a), calculado conforme ábacos da NBR 6123 (ABNT, 1988), e a área frontal efetiva representada pela área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular a direção do vento. As equações 3,4 e 5 abaixo foram utilizadas conforme indica NBR 6123 (ABNT, 1988) para o cálculo da força de arrasto horizontal ($F_{H,k}$) aplicada ao nível de cada pavimento de acordo com cada exemplo do estudo de caso.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (4)$$

$$F_{H,k} = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (5)$$

Sendo: V_k em m/s, q em N/m² e $F_{H,k}$ em N.

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), foi considerado o carregamento horizontal gerado pelo desaprumo global de elementos verticais, segundo item 11.3.3.4.1 da norma. Os dados utilizados no cálculo estão apresentados na Tabela 3, considerando a altura total da edificação conforme cada exemplo estudado, o número de prumada de pilares igual a cinco na direção x e igual a quatro na direção y e o valor de $\theta_{1,min}$ referente a estrutura de nós móveis.

Tabela 3 – Dados utilizados para consideração de carregamento horizontal gerado por desaprumo global

Parâmetros	Valores utilizados
θ_1	$\frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$, sendo H a altura total do edifício conforme cada exemplo
$\theta_{1,min}$	$\frac{1}{300}$ Para estruturas reticuladas e imperfeições locais
$\theta_{1,máx}$	$\frac{1}{200}$
θ_a	$\theta_a = \theta_1 \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$ Direção x: n=5 Direção y: n=4

Fonte: Autora (2018).

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), a consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

- a. Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se apenas a ação do vento.
- b. Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se apenas o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1,min}$, conforme definido na Tabela 3.
- c. Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1,min}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014) a comparação pode ser realizada com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com θ_a , sem a consideração de $\theta_{1,min}$.

TQS informática (2009) indica que se o somatório dos momentos de 1ª ordem provocados pelo vento for menor que o somatório de momentos causados pelo desaprumo global o projetista pode aumentar a carga de vento através da manipulação dos coeficientes de arrasto e assim calcular a estrutura novamente através do software TQS.

Portanto, nos exemplos em que a comparação entre os efeitos causados pelo vento e os causados pelo desaprumo resultou no caso ‘c’, a análise foi refeita para a majoração dos efeitos gerados pelo vento através do aumento do coeficiente de arrasto para assim ser possível considerar o exemplo pertencente a situação ‘a’ em que 30% do vento é maior que o valor de desaprumo calculado, utilizando apenas o vento para o cálculo dos esforços finais.

3.5.3 Combinações de carregamento

Com as cargas atuantes na estrutura foram geradas duas combinações últimas normais considerando a atuação simultânea dos carregamentos horizontal e vertical. Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), tabela 11.3, nas combinações últimas normais o cálculo das solicitações de cálculo é definido em função das ações de cálculo segundo a equação 6 abaixo:

$$F = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{oj} \cdot F_{qjk} \right) \quad (6)$$

Onde:

F é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

γ_g, γ_q são os coeficientes de ponderação das ações;

Ψ_{oj} é o fator de redução de combinação.

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), item 11.7, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação das ações γ_f com valores estabelecidos pelas tabelas 11.7.1, 11.7.2, 11.1 e 11.2 da referida norma, considerando que $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$. O coeficiente γ_{f1} leva em conta a variabilidade do valor das ações; $\gamma_{f2} = \Psi_o$ é o coeficiente de combinação das ações, que considera a probabilidade de ações distintas atuarem de forma simultânea; e γ_{f3} pondera os possíveis erros de avaliação das solicitações a partir das ações, seja por problemas construtivos ou deficiência do método de cálculo empregado.

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.3.1, pode ser considerada a formulação de segurança em que se calculam os efeitos de 2ª ordem das cargas majoradas de $\frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}}$, posteriormente majoradas de γ_{f3} , com $\gamma_{f3} = 1,1$, conforme equação 3.1 a seguir.

$$S_{d,tot} = \gamma_{f3} \cdot S(F) \quad (6.1)$$

O valor final da solicitação de cálculo é obtido através da multiplicação por γ_{f3} os resultados das solicitações determinados por F , sendo F definida segundo equação 3.2 abaixo.

$$F = \left[\frac{\gamma_g}{\gamma_{f3}} \cdot F_{gk} + \frac{\gamma_q}{\gamma_{f3}} \left(F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{oj} \cdot F_{qjk} \right) \right] \quad (6.2)$$

Para todos os exemplos do estudo de caso os coeficientes de ponderação das ações no estado limite último foram determinados de acordo com as tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo que na Combinação 1 a carga acidental das lajes é a ação variável principal e na Combinação 2 o carregamento horizontal de vento como ação variável principal. As equações 3.3 e 3.4 a seguir demonstram os valores utilizados para Combinação 1 e Combinação 2, respectivamente.

$$S_{d,tot}=1,1 \cdot S \left(\frac{1,4}{1,1} \cdot F_{gk} + \frac{1,4}{1,1} \cdot F_{q1k} + \frac{1,4}{1,1} \cdot 0,6 \cdot F_{q2k} \right) \quad (6.3)$$

$$S_{d,tot}=1,1 \cdot S \left(\frac{1,4}{1,1} \cdot F_{gk} + \frac{1,4}{1,1} \cdot 0,7 \cdot F_{q1k} + \frac{1,4}{1,1} \cdot F_{q2k} \right) \quad (6.4)$$

Onde F_{q1k} representa as ações de sobrecarga e F_{q2k} a ação do vento.

3.6 Análise da estabilidade global

A análise da estabilidade global da estrutura de cada edifício foi realizada através do parâmetro α e do coeficiente γ_z . Sendo que as considerações necessárias conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) foram feitas para o cálculo dos mesmos.

3.6.1 Ferramentas utilizadas

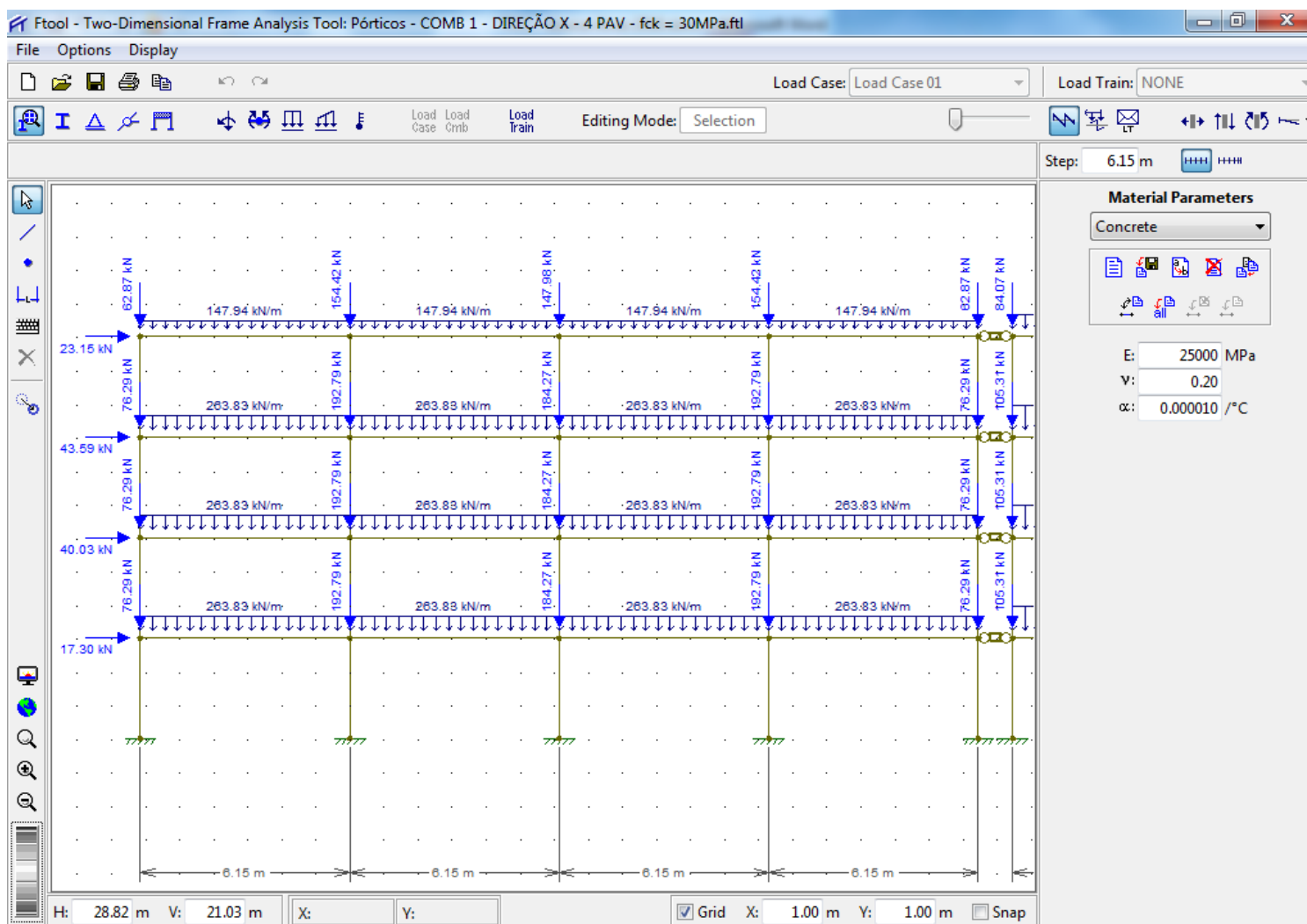
Para aplicação dos conceitos de estabilidade global foi realizada a simulação do edifício com auxílio do software FTOOL para o cálculo dos deslocamentos horizontais provocados pelos carregamentos obtidos através de planilhas eletrônicas (Microsoft Office – Excel) para cálculo das combinações e coeficientes α e γ_z .

O software FTOOL é uma ferramenta simples de operar unindo recursos para uma eficiente criação e manipulação do modelo aliados a uma análise da estrutura rápida e transparente e a uma visualização de resultados efetiva. Possui uma versão básica que é disponibilizada gratuitamente através do site oficial do software e uma versão avançada que necessita de uma licença paga para operar.

O FTOOL foi criado em 1991 através de um projeto de pesquisa da PUC-Rio com apoio do CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) tendo como idealizador e responsável pelo programa o professor Luiz Fernando Martha do departamento de engenharia civil da PUC-Rio com alguns aprimoramentos realizados até 1995. Em 1998, o programa foi reescrito por Luiz Fernando Martha que lançou a versão 2.00 do FTOOL e assim surgiram várias versões lançadas cada uma com melhorias adicionadas. A versão utilizada nesse trabalho foi a versão básica 4.00.00 atualizada em junho de 2017.

A figura 12 a seguir apresenta o layout do programa com o pórtico 1 (direção x e combinação 1) do estudo de caso desenhado e com cargas lançadas a título de apresentação da interface do software.

Figura 13 – Apresentação do software FTOOL



Fonte: Autora (2018).

Com o auxílio do software FTOOL é possível desenhar estruturas que se deseja analisar atribuindo a estas propriedades geométricas dos materiais como módulo de elasticidade, inércia, sendo possível estabelecer diferentes vinculações de apoios e carregamentos para obter esforços normais, cortantes, momentos fletores, linhas de influência, envoltórias, deformações, entre outras informações utilizadas para análise estrutural.

3.6.2 Parâmetro α – procedimentos de cálculo

O parâmetro α é calculado conforme a equação 1 apresentada em 2.4.1. Nota-se que são necessários três itens para o cálculo do parâmetro α : altura total da estrutura (H_{tot}), somatório de todas as cargas verticais atuantes (N_k) e somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada (EI_k). A altura total da estrutura é obtida através da multiplicação da quantidade de pavimentos pelo pé direito de 3,00 m. Portanto, os exemplos com quatro pavimentos possuem $H_{tot} = 12$ metros, os com oito pavimentos $H_{tot} = 24$ metros e os com dez pavimentos $H_{tot} = 30$ metros. As cargas verticais atuantes totais são obtidas utilizando as considerações apresentadas em 3.5.1.

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada, no caso de pórticos, pode ser representado por um pilar equivalente de seção constante. Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.5.2, o valor da rigidez do pilar equivalente deve ser determinada com o cálculo do deslocamento do topo da estrutura de contraventamento sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada e assim calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura total da estrutura, tal que, sob o mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

Portanto, para o cálculo do somatório dos valores de rigidez de todos os pilares foi utilizado o software FTOOL para obtenção do deslocamento no topo da estrutura provocado pela ação do carregamento horizontal (através da análise de 1ª ordem) e a seguinte equação 7 indicada por Kimura (2007) como a expressão que calcula o deslocamento horizontal no topo da estrutura.

$$d = \frac{F \cdot x^2 \cdot \left(1 - \frac{x}{3}\right)}{2EI} \quad (7)$$

Isolando o termo “EI”, que corresponde à rigidez, temos a equação 8 abaixo.

$$EI = \frac{F \cdot x^2 \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)}{2d} \quad (8)$$

Sendo que “d” corresponde ao deslocamento horizontal no topo da estrutura; “F” corresponde a força horizontal (vento) concentrada aplicada em determinada posição (em cada pavimento); “x” corresponde à posição que a força concentrada está aplicada sendo medido a partir do solo e “l” é a altura total do elemento estrutural. Utilizando a equação 8 foram calculados os valores “EI” correspondentes a cada pavimento e assim realizado o somatório dos valores “EI” para obter o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada $(EI)_k$.

É importante enfatizar que devido a associação de pórticos, o deslocamento do topo da estrutura seria composto por vários deslocamentos do final do topo da estrutura de cada pórtico. Portanto, conforme Kimura (2007) foi realizada a média desses deslocamentos finais do topo de cada um dos pórticos na intenção de obter apenas um deslocamento final total do topo da estrutura composta pela associação de pórticos.

De posse de todos os valores necessários para cálculo de α , foi calculado o parâmetro e utilizado os valores conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), para contraventamentos composto apenas por associação de pórticos o valor limite de $\alpha_1 = 0,5$ é o adotado para a classificação da estrutura.

3.6.3 Coeficiente γ_z – procedimentos de cálculo

O coeficiente γ_z é calculado conforme a equação 2 apresentada em 2.4.2. Assim, é necessário o somatório dos momentos de todas as forças horizontais ($F_{H,k}$) da combinação considerada em relação a base da estrutura representando o momento de 1ª ordem característico (M_{1k}) multiplicado pelos coeficientes ponderadores para transformação em momento de 1ª ordem de cálculo (M_{1d}) e a soma do produto de todas as forças verticais ($F_{V,d}$) atuantes na estrutura, na combinação considerada com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais ($Desl_h$) de seus respectivos pontos de aplicação obtidos da análise de 1ª ordem representando assim o momento de 2ª ordem (M_{2d}).

Os deslocamentos horizontais dos pontos de aplicação das forças verticais foram obtidos com auxílio do software FTOOL. Sendo que foi calculada a média dos deslocamentos horizontais correspondentes a cada pavimento, pois devido a associação de pórticos planos,

cada um dos pórticos planos tem um determinado deslocamento horizontal correspondente a seus respectivos pavimentos.

O coeficiente γ_z foi determinado a partir dos resultados da análise linear de primeira ordem da estrutura para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez indicados na NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.7.3, para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares para a consideração da não linearidade física de maneira aproximada:

Vigas: $(EI)_{\text{sec}} = 0,4E_{ci}I_c$

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

Segundo NBR 6118/2014, a estrutura é considerada de nós fixos quando $\gamma_z \leq 1,1$. Portanto a classificação da estrutura de acordo com o coeficiente γ_z foi realizada conforme o valor limite de 1,1.

3.7 Exemplos

A seguir está a representação dos exemplos e suas respectivas características utilizadas para os cálculos dos parâmetros de estabilidade global.

3.7.1 Caracterização dos edifícios estudados

Conforme a planta de forma apresentada em 3.3 ocorreu diversas modificações na mesma gerando uma série de exemplos a fim de analisar quais efeitos tais modificações provocariam nos parâmetros de estabilidade global α e γ_z , sendo que todos os exemplos são compostos por repetições de pavimentos tipos e coberturas correspondentes e os cálculos dos parâmetros de estabilidade foram realizados com duas combinações diferentes (1 e 2) e duas direções diferentes (x e y).

A seguir estão as características comuns a todos os exemplos:

- Seção das vigas (cm): 20x50;
- Seção dos pilares (cm): 20x50;
- Altura pé direito (m): 3,0;
- Velocidade básica do vento (m/s): $V_0 = 35$ (Conforme tabela 2);
- Número de prumadas de pilares: Direção X: 5 e Direção Y: 4;

A seguir estão as características que variaram conforme os exemplos estudados:

- Número de pavimentos: 4, 8 e 10;

- Direção dos pilares centrais: 0° e 90° - Pilares P7, P8, P9, P12, P13 e P14;
- Resistência característica do concreto a compressão F_{ck} : 20 e 30MPa;
- Módulo de elasticidade (GPa): 25 e 31.

3.7.1.1 Representação dos exemplos

Cada exemplo será identificado através de uma representação simplificada de nomenclatura com as informações básicas que os compõem indicando o nome do edifício conforme sua ordem de aparição, o número de pavimentos, disposição dos pilares centrais original ou modificada e f_{ck} utilizado. Na figura abaixo está um exemplo de nomenclatura para o edifício 1, 4 pavimentos, disposição original dos pilares centrais e f_{ck} de 20 MPa.

Figura 14 - Nomenclatura dos exemplos do estudo de caso

E1- 4 ORIG20

Fonte: Autora (2018).

A seguir está apresentada a tabela 4 com o resumo de todos os exemplos estudados e suas respectivas características.

Tabela 4 - Resumo dos exemplos estudados

Exemplos	Características				
	Nº de pavimentos	Altura (m)	F_{ck} (MPa)	Direção dos pilares	Módulo de elasticidade (GPa)
E1 – 4 ORIG20	4	12	20	Original	25
E2 – 4 ORIG30	4	12	30	Original	31
E3 – 4 MOD20	4	12	20	Modificada	25
E4 – 4 MOD30	4	12	30	Modificada	31
E5 – 8 ORIG20	8	24	20	Original	25
E6 – 8 ORIG30	8	24	30	Original	31
E7 – 8 MOD20	8	24	20	Modificada	25
E8 – 8 MOD30	8	24	30	Modificada	31
E9 – 10 ORIG20	10	30	20	Original	25
E10 – 10 ORIG30	10	30	30	Original	31
E11 – 10 MOD20	10	30	20	Modificada	25
E12 – 10 MOD30	10	30	30	Modificada	31

Fonte: Autora (2018).

3.7.2 Exemplo E1 – 4 ORIG20

O exemplo E1 – 4 ORIG20 é composto por quatro pavimentos, disposição original dos pilares e f_{ck} de 20MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 11 do item 3.3. A seguir estão as tabelas 5, 6, 7 e 8 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 5 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00069	$7,07 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,19
1º	6,00	52,42	0,00069			
2º	9,00	57,08	0,00069			
3º	12,00	30,32	0,00069			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 6 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00350	$1,4 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,42
1º	6,00	52,42	0,00350			
2º	9,00	57,08	0,00350			
3º	12,00	30,32	0,00350			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 7 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00359	$1,23 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,45
1º	6,00	52,42	0,00359			
2º	9,00	57,08	0,00359			
3º	12,00	30,32	0,00359			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 8 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00857	$5,14 \cdot 10^9$	17368,65	0,70
1º	6,00	52,42	0,00857			
2º	9,00	57,08	0,00857			
3º	12,00	30,32	0,00857			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 9, 10, 11 e 12 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 9 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	57,10	6610,38	0,00138	9,12
1°	6,00	52,42	314,52	264,19	6610,38	0,00222	14,65
2°	9,00	57,08	513,71	431,51	6610,38	0,00230	15,19
3°	12,00	30,32	363,80	305,59	4484,97	0,00076	3,41
		ΣM_{base} 1058,40			ΣM_{base} 42,37		
					γ_z		1,04

Fonte: Autora (2018).

Tabela 10 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	95,17	6142,57	0,00193	11,85
1°	6,00	52,42	314,52	440,32	6142,57	0,00377	23,15
2°	9,00	57,08	513,71	719,19	6142,57	0,00470	28,86
3°	12,00	30,32	363,80	509,32	4173,10	0,00385	16,06
		ΣM_{base} 1764,00			ΣM_{base} 79,92		
					γ_z		1,05

Fonte: Autora (2018).

Tabela 11 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	51,54	6610,38	0,00345	22,80
1°	6,00	47,31	283,88	238,46	6610,38	0,00508	33,55
2°	9,00	51,52	463,67	389,49	6610,38	0,00626	41,37
3°	12,00	27,36	328,37	275,83	4484,97	0,00395	17,71
		ΣM_{base} 955,32			ΣM_{base} 115,44		
					γ_z		1,14

Fonte: Autora (2018).

Tabela 12 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E1 – 4 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	95,17	6142,57	0,00490	30,31
1º	6,00	47,31	283,88	440,32	6142,57	0,00842	51,71
2º	9,00	51,52	463,67	719,19	6142,57	0,01086	66,72
3º	12,00	27,36	328,37	509,32	4173,10	0,00943	39,35
		ΣM_{base} 1592,19			ΣM_{base} 187,92		
					γ_z		1,13

Fonte: Autora (2018).

A tabela 13 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 13 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E1 – 4 ORIG20

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E1 - 4 ORIG20	Direção X	Combinação 1	0,19	Nós fixos	1,04	Nós fixos
		Combinação 2	0,42	Nós fixos	1,05	Nós fixos
	Direção Y	Combinação 1	0,45	Nós fixos	1,14	Nós móveis
		Combinação 2	0,70	Nós móveis	1,13	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.3 Exemplo E2 – 4 ORIG30

O exemplo E2 – 4 ORIG30 é composto por quatro pavimentos, disposição original dos pilares e f_{ck} de 30MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 11 do item 3.3. A seguir estão as tabelas 14, 15, 16 e 17 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de estabilidade α .

Tabela 14 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00056	$8,77 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,17
1°	6,00	52,42	0,00056			
2°	9,00	57,08	0,00056			
3°	12,00	30,32	0,00056			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 15 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00282	$1,73 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,38
1°	6,00	52,42	0,00282			
2°	9,00	57,08	0,00282			
3°	12,00	30,32	0,00282			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 16 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	20,45	0,00289	$1,52 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,41
1°	6,00	47,31	0,00289			
2°	9,00	51,52	0,00289			
3°	12,00	27,36	0,00289			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 17 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	20,45	0,00691	$6,375 \cdot 10^9$	17368,65	0,63
1°	6,00	47,31	0,00691			
2°	9,00	51,52	0,00691			
3°	12,00	27,36	0,00691			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 18, 19, 20 e 21 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 18 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	57,10	6610,38	0,00111	7,36
1º	6,00	52,42	314,52	264,19	6610,38	0,00179	11,81
2º	9,00	57,08	513,71	431,51	6610,38	0,00185	12,25
3º	12,00	30,32	363,80	305,59	4484,97	0,000613	2,75
		ΣM_{base} 1058,40			ΣM_{base} 34,17		
					γ_z		1,03

Fonte: Autora (2018).

Tabela 19 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	95,17	6142,57	0,00156	9,56
1º	6,00	52,42	314,52	440,32	6142,57	0,00304	18,67
2º	9,00	57,08	513,71	719,19	6142,57	0,00379	23,27
3º	12,00	30,32	363,80	509,32	4173,10	0,00310	12,95
		ΣM_{base} 1764,00			ΣM_{base} 64,45		
					γ_z		1,04

Fonte: Autora (2018).

Tabela 20 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	51,54	6610,38	0,00280	18,49
1º	6,00	47,31	283,88	238,46	6610,38	0,00409	27,04
2º	9,00	51,52	463,67	389,49	6610,38	0,00505	33,36
3º	12,00	27,36	328,37	275,83	4484,97	0,003183	14,28
		ΣM_{base} 955,32			ΣM_{base} 93,16		
					γ_z		1,11

Fonte: Autora (2018).

Tabela 21 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E2 – 4 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	85,90	6142,57	0,00396	24,30
1º	6,00	47,31	283,88	397,44	6142,57	0,00676	41,70
2º	9,00	51,52	463,67	649,14	6142,57	0,00876	53,81
3º	12,00	27,36	328,37	459,71	4173,10	0,007604	31,73
		ΣM_{base} 1592,19			ΣM_{base} 151,54		
					γ_z		1,11

Fonte: Autora (2018).

A tabela 22 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 22– Resumo parâmetros de instabilidade global – E2 – 4 ORIG30

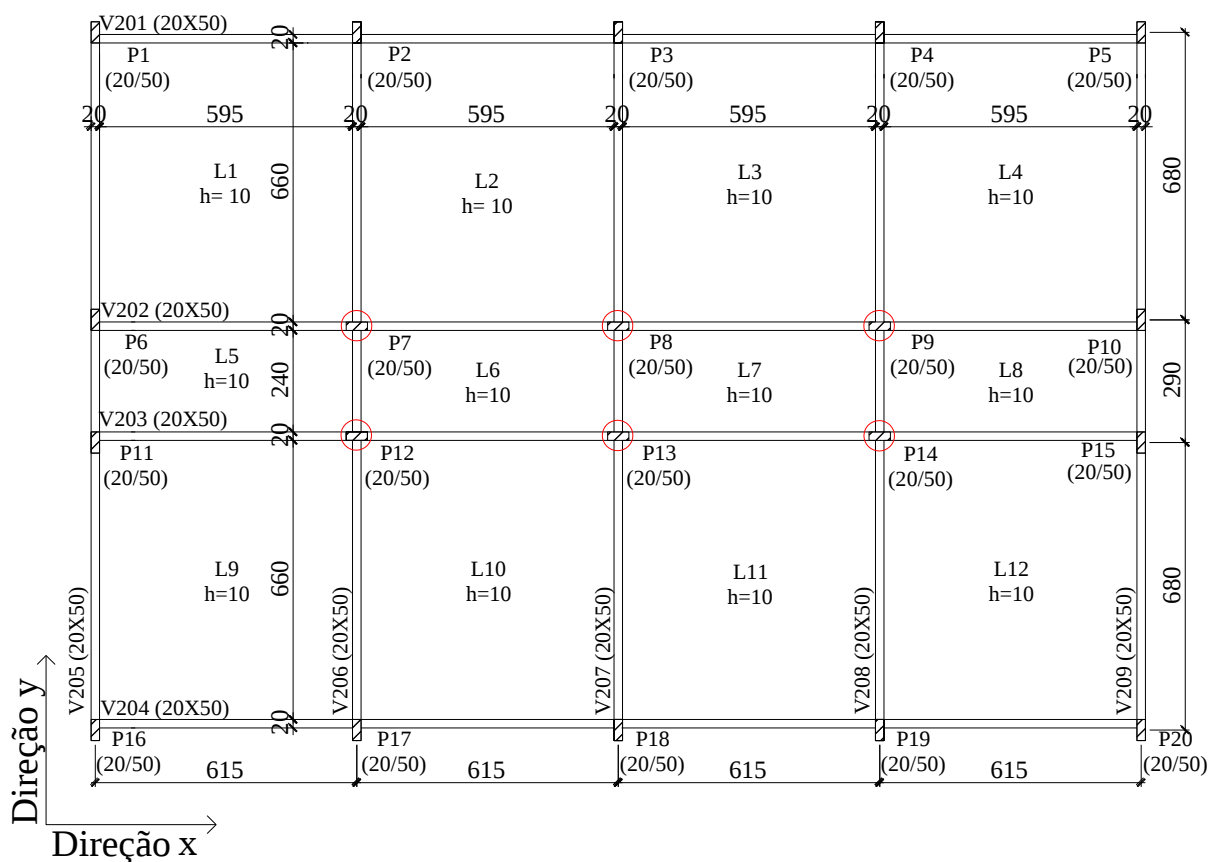
			α	Classificação	γ_z	Classificação
E2 - 4 ORIG30	Direção X	Combinação 1	0,17	Nós fixos	1,03	Nós fixos
		Combinação 2	0,38	Nós fixos	1,04	Nós fixos
	Direção Y	Combinação 1	0,41	Nós fixos	1,11	Nós fixos
		Combinação 2	0,63	Nós móveis	1,11	Nós fixos

Fonte: Autora (2018).

3.7.4 Exemplo E3 – 4 MOD20

O exemplo E3 – 4 MOD20 é composto por quatro pavimentos, disposição modificada dos pilares e f_{ck} de 20MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 15 a seguir, com destaque para os pilares que tiveram a direção modificada.

Figura 15 - Planta de forma - Pavimento tipo - Pilares centrais com direção modificada (dimensões em centímetros, sem escala)



Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 23, 24, 25 e 26 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 23 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00171	$2,85 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,29
1º	6,00	52,42	0,00171			
2º	9,00	57,08	0,00171			
3º	12,00	30,32	0,00171			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 24 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00523	$9,34 \cdot 10^9$	17368,65	0,52
1º	6,00	52,42	0,00523			
2º	9,00	57,08	0,00523			
3º	12,00	30,32	0,00523			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 25 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	20,45	0,00147	3,00.10 ¹⁰	17368,65	0,29
1°	6,00	47,31	0,00147			
2°	9,00	51,52	0,00147			
3°	12,00	27,36	0,00147			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 26 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	20,45	0,00455	9,675.10 ⁹	17368,65	0,51
1°	6,00	47,31	0,00455			
2°	9,00	51,52	0,00455			
3°	12,00	27,36	0,00455			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 27, 28, 29 e 30 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 27 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		F _{H,k} [kN]	M _{1k} [kNm]	M _{1d} [kNm]	F _{V,d} [kN]	Desl. _h [m]	M _{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	57,10	6610,38	0,00167	11,06
1°	6,00	52,42	314,52	264,19	6610,38	0,00292	19,31
2°	9,00	57,08	513,71	431,51	6610,38	0,00329	21,74
3°	12,00	30,32	363,80	305,59	4484,97	0,001883	8,45
		ΣM_{base} 1058,40			ΣM_{base} 60,56		
					γ_z		1,06

Fonte: Autora (2018).

Tabela 28 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		F _{H,k} [kN]	M _{1k} [kNm]	M _{1d} [kNm]	F _{V,d} [kN]	Desl. _h [m]	M _{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	95,17	6142,57	0,00241	14,79
1°	6,00	52,42	314,52	440,32	6142,57	0,00493	30,30
2°	9,00	57,08	513,71	719,19	6142,57	0,00635	39,00
3°	12,00	30,32	363,80	509,32	4173,10	0,00575	24,00
		ΣM_{base} 1764,00			ΣM_{base} 108,09		
					γ_z		1,07

Fonte: Autora (2018).

Tabela 29 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	51,54	6610,38	0,00210	13,89
1º	6,00	47,31	283,88	238,46	6610,38	0,00287	18,99
2º	9,00	51,52	463,67	389,49	6610,38	0,00342	22,62
3º	12,00	27,36	328,37	275,83	4484,97	0,001615	7,24
		ΣM_{base}		955,32	ΣM_{base}		62,74
					γ_z		1,07

Fonte: Autora (2018).

Tabela 30 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E3 – 4 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	85,90	6142,57	0,00281	17,24
1º	6,00	47,31	283,88	397,44	6142,57	0,00476	29,24
2º	9,00	51,52	463,67	649,14	6142,57	0,00616	37,82
3º	12,00	27,36	328,37	459,71	4173,10	0,00501	20,91
		ΣM_{base}		1592,19	ΣM_{base}		105,20
					γ_z		1,07

Fonte: Autora (2018).

A tabela 31 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 31 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E3 – 4 MOD20

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E3 - 4 MOD20	Direção X	Combinação 1	0,29	Nós fixos	1,06	Nós fixos
		Combinação 2	0,52	Nós móveis	1,07	Nós fixos
	Direção Y	Combinação 1	0,29	Nós fixos	1,07	Nós fixos
		Combinação 2	0,51	Nós móveis	1,07	Nós fixos

Fonte: Autora (2018).

3.7.5 Exemplo E4 – 4 MOD30

O exemplo E4 – 4 MOD30 é composto por quatro pavimentos, disposição modificada dos pilares e f_{ck} de 30MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 12 com destaque para os pilares que tiveram a direção modificada.

A seguir estão as tabelas 32, 33, 34 e 35 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 32 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00138	$3,54 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,26
1º	6,00	52,42	0,00138			
2º	9,00	57,08	0,00138			
3º	12,00	30,32	0,00138			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 33 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,66	0,00422	$1,16 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,46
1º	6,00	52,42	0,00422			
2º	9,00	57,08	0,00422			
3º	12,00	30,32	0,00422			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 34 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	20,45	0,00118	$3,72 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,26
1º	6,00	47,31	0,00118			
2º	9,00	51,52	0,00118			
3º	12,00	27,36	0,00118			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 35 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	20,45	0,00367	$1,2 \cdot 10^{10}$	17368,65	0,46
1º	6,00	47,31	0,00367			
2º	9,00	51,52	0,00367			
3º	12,00	27,36	0,00367			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 36, 37, 38 e 39 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 36 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	57,10	6610,38	0,00135	8,92
1º	6,00	52,42	314,52	264,19	6610,38	0,00236	15,58
2º	9,00	57,08	513,71	431,51	6610,38	0,00265	17,53
3º	12,00	30,32	363,80	305,59	4484,97	0,001519	6,81
		ΣM_{base} 1058,40			ΣM_{base} 48,84		
					γ_z		1,05

Fonte: Autora (2018).

Tabela 37 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,66	67,98	95,17	6142,57	0,00194	11,93
1º	6,00	52,42	314,52	440,32	6142,57	0,00398	24,44
2º	9,00	57,08	513,71	719,19	6142,57	0,00512	31,45
3º	12,00	30,32	363,80	509,32	4173,10	0,00464	19,35
		ΣM_{base} 1764,00			ΣM_{base} 87,18		
					γ_z		1,05

Fonte: Autora (2018).

Tabela 38 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	51,54	6610,38	0,00169	11,20
1º	6,00	47,31	283,88	238,46	6610,38	0,00232	15,31
2º	9,00	51,52	463,67	389,49	6610,38	0,00276	18,64
3º	12,00	27,36	328,37	275,83	4484,97	0,001302	5,84
		ΣM_{base} 955,32			ΣM_{base} 50,60		
					γ_z		1,06

Fonte: Autora (2018).

Tabela 39 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E4 – 4 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	20,45	61,36	85,90	6142,57	0,00226	13,90
1º	6,00	47,31	283,88	397,44	6142,57	0,00384	23,58
2º	9,00	51,52	463,67	649,14	6142,57	0,00497	30,50
3º	12,00	27,36	328,37	459,71	4173,10	0,004041	16,86
		ΣM_{base} 1592,19			ΣM_{base} 84,84		
					γ_z		1,06

Fonte: Autora (2018).

A tabela 40 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 40 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E4 – 4 MOD30

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E4 - 4 MOD30	Direção X	Combinação 1	0,26	Nós fixos	1,05	Nós fixos
		Combinação 2	0,46	Nós fixos	1,05	Nós fixos
	Direção Y	Combinação 1	0,26	Nós fixos	1,06	Nós fixos
		Combinação 2	0,46	Nós fixos	1,06	Nós fixos

Fonte: Autora (2018).

3.7.6 Exemplo E5 – 8 ORIG20

O exemplo E5 – 8 ORIG20 é composto por oito pavimentos, disposição original dos pilares e f_{ck} de 20MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 11 do item 3.3. A seguir estão as tabelas 41, 42, 43 e 44 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α

Tabela 41 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,00884	$1,9 \cdot 10^{10}$	36255,44	0,52
1°	6,00	29,75	0,00884			
2°	9,00	32,40	0,00884			
3°	12,00	34,41	0,00884			
4°	15,00	36,06	0,00884			
5°	18,00	37,47	0,00884			
6°	21,00	38,70	0,00884			
7°	24,00	19,90	0,00884			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 42 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,01754	$9,6 \cdot 10^9$	36255,44	0,74
1°	6,00	29,75	0,01754			
2°	9,00	32,40	0,01754			
3°	12,00	34,41	0,01754			
4°	15,00	36,06	0,01754			
5°	18,00	37,47	0,01754			
6°	21,00	38,70	0,01754			
7°	24,00	19,90	0,01754			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 43 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,04227	$6,88 \cdot 10^9$	36255,44	0,87
1°	6,00	51,54	0,04227			
2°	9,00	56,12	0,04227			
3°	12,00	59,61	0,04227			
4°	15,00	62,47	0,04227			
5°	18,00	64,91	0,04227			
6°	21,00	67,05	0,04227			
7°	24,00	34,48	0,04227			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 44 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,07317	3,98.10 ⁹	36255,44	1,15
1°	6,00	51,54	0,07317			
2°	9,00	56,12	0,07317			
3°	12,00	59,61	0,07317			
4°	15,00	62,47	0,07317			
5°	18,00	64,91	0,07317			
6°	21,00	67,05	0,07317			
7°	24,00	34,48	0,07317			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 45, 46, 47 e 48 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 45 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		F _{H,k} [kN]	M _{1k} [kNm]	M _{1d} [kNm]	F _{V,d} [kN]	Desl. _h [m]	M _{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	32,41	6610,38	0,00210	13,89
1°	6,00	29,75	178,51	149,95	6610,38	0,00448	29,61
2°	9,00	32,40	291,56	244,91	6610,38	0,00702	46,43
3°	12,00	34,41	412,96	346,89	6610,38	0,00927	61,27
4°	15,00	36,06	540,97	454,41	6610,38	0,01104	72,97
5°	18,00	37,47	674,49	566,58	6610,38	0,01208	79,91
6°	21,00	38,70	812,80	682,75	6610,38	0,01192	78,82
7°	24,00	19,90	477,67	401,24	4484,97	0,00972	43,60
		ΣM_{base} 2879,14			ΣM_{base} 426,49		
					γ_z		1,17

Fonte: Autora (2018).

Tabela 46 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	54,01	6142,57	0,00305	18,72
1º	6,00	29,75	178,51	249,91	6142,57	0,00721	44,31
2º	9,00	32,40	291,56	408,19	6142,57	0,01153	70,80
3º	12,00	34,41	412,96	578,14	6142,57	0,01531	94,06
4º	15,00	36,06	540,97	757,35	6142,57	0,01833	112,59
5º	18,00	37,47	674,49	944,29	6142,57	0,02033	124,85
6º	21,00	38,70	812,80	1137,92	6142,57	0,02086	128,12
7º	24,00	19,90	477,67	668,73	4173,10	0,01929	80,52
		ΣM_{base} 4798,56			ΣM_{base} 673,97		
					γ_z		1,16

Fonte: Autora (2018).

Tabela 47 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	56,14	6610,38	0,00935	61,83
1º	6,00	51,54	309,23	259,75	6610,38	0,01858	122,83
2º	9,00	56,12	505,07	424,26	6610,38	0,02763	182,65
3º	12,00	59,61	715,37	600,91	6610,38	0,03533	233,57
4º	15,00	62,47	937,11	787,17	6610,38	0,04151	274,41
5º	18,00	64,91	1168,42	981,48	6610,38	0,04601	304,15
6º	21,00	67,05	1408,01	1182,73	6610,38	0,04840	320,00
7º	24,00	34,48	827,46	695,07	4484,97	0,04649	208,54
		ΣM_{base} 4987,51			ΣM_{base} 1707,98		
					γ_z		1,52

Fonte: Autora (2018).

Tabela 48 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E5 – 8 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	93,57	6142,57	0,01469	90,25
1º	6,00	51,54	309,23	432,92	6142,57	0,03086	189,54
2º	9,00	56,12	505,07	707,10	6142,57	0,04601	282,61
3º	12,00	59,61	715,37	1001,52	6142,57	0,05886	361,58
4º	15,00	62,47	937,11	1311,96	6142,57	0,06917	424,89
5º	18,00	64,91	1168,42	1635,79	6142,57	0,07672	471,30
6º	21,00	67,05	1408,01	1971,22	6142,57	0,08113	498,37
7º	24,00	34,48	827,46	1158,44	4173,10	0,08048	335,89
		ΣM_{base} 8312,52			ΣM_{base} 2654,44		
					γ_z		1,47

Fonte: Autora (2018).

A tabela 49 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 49 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E5 – 8 ORIG20

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E5 - 8 ORIG20	Direção X	Combinação 1	0,52	Nós móveis	1,17	Nós móveis
		Combinação 2	0,74	Nós móveis	1,16	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	0,87	Nós móveis	1,52	Nós móveis
		Combinação 2	1,15	Nós móveis	1,47	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.7 Exemplo E6 – 8 ORIG30

O exemplo E6 – 8 ORIG30 é composto por oito pavimentos, disposição original dos pilares e f_{ck} de 30MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 11 do item 3.3. A seguir estão as tabelas 50, 51,52 e 53 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 50 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,00713	$2,36 \cdot 10^{10}$	36255,44	0,47
1º	6,00	29,75	0,00713			
2º	9,00	32,40	0,00713			
3º	12,00	34,41	0,00713			
4º	15,00	36,06	0,00713			
5º	18,00	37,47	0,00713			
6º	21,00	38,70	0,00713			
7º	24,00	19,90	0,00713			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 51 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,01415	$1,19 \cdot 10^{10}$	36255,44	0,66
1º	6,00	29,75	0,01415			
2º	9,00	32,40	0,01415			
3º	12,00	34,41	0,01415			
4º	15,00	36,06	0,01415			
5º	18,00	37,47	0,01415			
6º	21,00	38,70	0,01415			
7º	24,00	19,90	0,01415			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 52 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,03408	$8,54 \cdot 10^9$	36255,44	0,78
1º	6,00	51,54	0,03408			
2º	9,00	56,12	0,03408			
3º	12,00	59,61	0,03408			
4º	15,00	62,47	0,03408			
5º	18,00	64,91	0,03408			
6º	21,00	67,05	0,03408			
7º	24,00	34,48	0,03408			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 53 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,05899	4,93.10 ⁹	36255,44	1,03
1°	6,00	51,54	0,05899			
2°	9,00	56,12	0,05899			
3°	12,00	59,61	0,05899			
4°	15,00	62,47	0,05899			
5°	18,00	64,91	0,05899			
6°	21,00	67,05	0,05899			
7°	24,00	34,48	0,05899			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 54, 55,56 e 57 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 54 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	32,41	6610,38	0,00169	11,20
1°	6,00	29,75	178,51	149,95	6610,38	0,00361	23,89
2°	9,00	32,40	291,56	244,91	6610,38	0,00567	37,45
3°	12,00	34,41	412,96	346,89	6610,38	0,00747	49,42
4°	15,00	36,06	540,97	454,41	6610,38	0,00890	58,86
5°	18,00	37,47	674,49	566,58	6610,38	0,00975	64,46
6°	21,00	38,70	812,80	682,75	6610,38	0,00961	63,58
7°	24,00	19,90	477,67	401,24	4484,97	0,00784	35,17
		ΣM_{base} 2879,14			ΣM_{base} 344,03		
					γ_z		1,14

Fonte: Autora (2018).

Tabela 55 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	54,01	6142,57	0,00246	15,10
1º	6,00	29,75	178,51	249,91	6142,57	0,00582	35,74
2º	9,00	32,40	291,56	408,19	6142,57	0,00930	57,11
3º	12,00	34,41	412,96	578,14	6142,57	0,01235	75,88
4º	15,00	36,06	540,97	757,35	6142,57	0,01479	90,82
5º	18,00	37,47	674,49	944,29	6142,57	0,01640	100,71
6º	21,00	38,70	812,80	1137,92	6142,57	0,01683	103,35
7º	24,00	19,90	477,67	668,73	4173,10	0,01557	64,96
		ΣM_{base} 4798,56			ΣM_{base} 543,67		
					γ_z		1,13

Fonte: Autora (2018).

Tabela 56 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	56,14	6610,38	0,00754	49,86
1º	6,00	51,54	309,23	259,75	6610,38	0,01498	99,05
2º	9,00	56,12	505,07	424,26	6610,38	0,02228	147,28
3º	12,00	59,61	715,37	600,91	6610,38	0,02849	188,33
4º	15,00	62,47	937,11	787,17	6610,38	0,03347	221,26
5º	18,00	64,91	1168,42	981,48	6610,38	0,03709	245,23
6º	21,00	67,05	1408,01	1182,73	6610,38	0,03903	258,01
7º	24,00	34,48	827,46	695,07	4484,97	0,03749	168,14
		ΣM_{base} 4987,51			ΣM_{base} 1377,16		
					γ_z		1,38

Fonte: Autora (2018).

Tabela 57 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E6 – 8 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	93,57	6142,57	0,01185	72,77
1º	6,00	51,54	309,23	432,92	6142,57	0,02488	152,83
2º	9,00	56,12	505,07	707,10	6142,57	0,03710	227,87
3º	12,00	59,61	715,37	1001,52	6142,57	0,04746	291,54
4º	15,00	62,47	937,11	1311,96	6142,57	0,05577	342,58
5º	18,00	64,91	1168,42	1635,79	6142,57	0,06186	380,00
6º	21,00	67,05	1408,01	1971,22	6142,57	0,06541	401,82
7º	24,00	34,48	827,46	1158,44	4173,10	0,06489	270,81
		ΣM_{base} 8312,52			ΣM_{base} 2140,23		
					γ_z		1,35

Fonte: Autora (2018).

A tabela 58 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 58 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E6 – 8 ORIG30

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E6 - 8 ORIG30	Direção X	Combinação 1	0,47	Nós fixos	1,14	Nós móveis
		Combinação 2	0,66	Nós móveis	1,13	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	0,78	Nós móveis	1,38	Nós móveis
		Combinação 2	1,03	Nós móveis	1,35	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.8 Exemplo E7 – 8 MOD20

O exemplo E7 – 8 MOD20 é composto por oito pavimentos, disposição modificada dos pilares e f_{ck} de 20MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 12 com destaque para os pilares que tiveram a direção modificada. A seguir estão as tabelas 59, 60, 61 e 62 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 59 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,01178	1,43.10 ¹⁰	36255,44	0,60
1°	6,00	29,75	0,01178			
2°	9,00	32,40	0,01178			
3°	12,00	34,41	0,01178			
4°	15,00	36,06	0,0118			
5°	18,00	37,47	0,01178			
6°	21,00	38,70	0,01178			
7°	24,00	19,90	0,01178			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 60 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,02304	7,29.10 ⁹	36255,44	0,85
1°	6,00	29,75	0,02304			
2°	9,00	32,40	0,02304			
3°	12,00	34,41	0,02304			
4°	15,00	36,06	0,02304			
5°	18,00	37,47	0,02304			
6°	21,00	38,70	0,02304			
7°	24,00	19,90	0,02304			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 61 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,02711	1,07.10 ¹⁰	36255,44	0,70
1°	6,00	51,54	0,02711			
2°	9,00	56,12	0,02711			
3°	12,00	59,61	0,02711			
4°	15,00	62,47	0,02711			
5°	18,00	64,91	0,02711			
6°	21,00	67,05	0,02711			
7°	24,00	34,48	0,02711			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 62 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,04745	6,14.10 ⁹	36255,44	0,92
1°	6,00	51,54	0,04745			
2°	9,00	56,12	0,04745			
3°	12,00	59,61	0,04745			
4°	15,00	62,47	0,04745			
5°	18,00	64,91	0,04745			
6°	21,00	67,05	0,04745			
7°	24,00	34,48	0,04745			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 63, 64,65 e 66 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 63 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		F _{H,k} [kN]	M _{1k} [kNm]	M _{1d} [kNm]	F _{V,d} [kN]	Desl. _h [m]	M _{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	32,41	6610,38	0,00250	16,50
1°	6,00	29,75	178,51	149,95	6610,38	0,00531	35,12
2°	9,00	32,40	291,56	244,91	6610,38	0,00847	55,98
3°	12,00	34,41	412,96	346,89	6610,38	0,01130	74,70
4°	15,00	36,06	540,97	454,41	6610,38	0,01355	89,57
5°	18,00	37,47	674,49	566,58	6610,38	0,01495	98,88
6°	21,00	38,70	812,80	682,75	6610,38	0,01502	99,32
7°	24,00	19,90	477,67	401,24	4484,97	0,01295	58,10
		ΣM_{base} 2879,14			ΣM_{base} 528,18		
					γ_z		1,23

Fonte: Autora (2018).

Tabela 64 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	54,01	6142,57	0,00380	23,36
1º	6,00	29,75	178,51	249,91	6142,57	0,00917	56,32
2º	9,00	32,40	291,56	408,19	6142,57	0,01463	89,85
3º	12,00	34,41	412,96	578,14	6142,57	0,01940	119,17
4º	15,00	36,06	540,97	757,35	6142,57	0,02321	142,56
5º	18,00	37,47	674,49	944,29	6142,57	0,02579	158,42
6º	21,00	38,70	812,80	1137,92	6142,57	0,02670	164,00
7º	24,00	19,90	477,67	668,73	4173,10	0,02535	105,77
		ΣM_{base} 4798,56			ΣM_{base} 859,46		
					γ_z		1,22

Fonte: Autora (2018).

Tabela 65 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	56,14	6610,38	0,00528	34,91
1º	6,00	51,54	309,23	259,75	6610,38	0,01092	72,20
2º	9,00	56,12	505,07	424,26	6610,38	0,01686	111,44
3º	12,00	59,61	715,37	600,91	6610,38	0,02204	145,74
4º	15,00	62,47	937,11	787,17	6610,38	0,02630	173,85
5º	18,00	64,91	1168,42	981,48	6610,38	0,02944	194,65
6º	21,00	67,05	1408,01	1182,73	6610,38	0,03112	205,73
7º	24,00	34,48	827,46	695,07	4484,97	0,02982	133,75
		ΣM_{base} 4987,51			ΣM_{base} 1072,28		
					γ_z		1,27

Fonte: Autora (2018).

Tabela 66 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E7 – 8 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	93,57	6142,57	0,00808	49,62
1º	6,00	51,54	309,23	432,92	6142,57	0,01807	110,98
2º	9,00	56,12	505,07	707,10	6142,57	0,02803	172,20
3º	12,00	59,61	715,37	1001,52	6142,57	0,03670	225,47
4º	15,00	62,47	937,11	1311,96	6142,57	0,04381	269,11
5º	18,00	64,91	1168,42	1635,79	6142,57	0,04913	301,83
6º	21,00	67,05	1408,01	1971,22	6142,57	0,05235	321,62
7º	24,00	34,48	827,46	1158,44	4173,10	0,05219	217,81
		ΣM_{base} 8312,52			ΣM_{base} 1668,62		
					γ_z		1,25

Fonte: Autora (2018).

A tabela 67 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 67 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E7 – 8 ORIG30

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E7 - 8 ORIG30	Direção X	Combinação 1	0,60	Nós móveis	1,23	Nós móveis
		Combinação 2	0,85	Nós móveis	1,22	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	0,70	Nós móveis	1,27	Nós móveis
		Combinação 2	0,92	Nós móveis	1,25	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.9 Exemplo E8 – 8 MOD30

O exemplo E8 – 8 MOD30 é composto por oito pavimentos, disposição modificada dos pilares e f_{ck} de 30MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 12 com destaque para os pilares que tiveram a direção modificada. A seguir estão as tabelas 68, 69, 70 e 71 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 68 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,0095	$1,77 \cdot 10^{10}$	36255,44	0,54
1°	6,00	29,75	0,0095			
2°	9,00	32,40	0,0095			
3°	12,00	34,41	0,0095			
4°	15,00	36,06	0,0095			
5°	18,00	37,47	0,0095			
6°	21,00	38,70	0,0095			
7°	24,00	19,90	0,0095			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 69 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,86	0,01858	$9,04 \cdot 10^9$	36255,44	0,76
1°	6,00	29,75	0,01858			
2°	9,00	32,40	0,01858			
3°	12,00	34,41	0,01858			
4°	15,00	36,06	0,01858			
5°	18,00	37,47	0,01858			
6°	21,00	38,70	0,01858			
7°	24,00	19,90	0,01858			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 70 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,02187	$1,33 \cdot 10^{10}$	36255,44	0,63
1°	6,00	51,54	0,02187			
2°	9,00	56,12	0,02187			
3°	12,00	59,61	0,02187			
4°	15,00	62,47	0,02187			
5°	18,00	64,91	0,02187			
6°	21,00	67,05	0,02187			
7°	24,00	34,48	0,02187			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 71 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	22,28	0,03827	7,60.10 ⁹	36255,44	0,83
1°	6,00	51,54	0,03827			
2°	9,00	56,12	0,03827			
3°	12,00	59,61	0,03827			
4°	15,00	62,47	0,03827			
5°	18,00	64,91	0,03827			
6°	21,00	67,05	0,03827			
7°	24,00	34,48	0,03827			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 72, 73,74 e 75 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 72 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		F _{H,k} [kN]	M _{1k} [kNm]	M _{1d} [kNm]	F _{V,d} [kN]	Desl. _h [m]	M _{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	32,41	6610,38	0,00201	13,31
1°	6,00	29,75	178,51	149,95	6610,38	0,00429	28,33
2°	9,00	32,40	291,56	244,91	6610,38	0,00683	45,15
3°	12,00	34,41	412,96	346,89	6610,38	0,00911	60,25
4°	15,00	36,06	540,97	454,41	6610,38	0,01092	72,25
5°	18,00	37,47	674,49	566,58	6610,38	0,01206	79,76
6°	21,00	38,70	812,80	682,75	6610,38	0,01211	80,11
7°	24,00	19,90	477,67	401,24	4484,97	0,01044	46,86
		ΣM_{base} 2879,14			ΣM_{base} 426,02		
					γ_z		1,17

Fonte: Autora (2018).

Tabela 73 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,86	38,58	54,01	6142,57	0,00307	18,84
1º	6,00	29,75	178,51	249,91	6142,57	0,00740	45,43
2º	9,00	32,40	291,56	408,19	6142,57	0,01180	72,47
3º	12,00	34,41	412,96	578,14	6142,57	0,01565	96,11
4º	15,00	36,06	540,97	757,35	6142,57	0,01872	114,98
5º	18,00	37,47	674,49	944,29	6142,57	0,02080	127,77
6º	21,00	38,70	812,80	1137,92	6142,57	0,02153	132,27
7º	24,00	19,90	477,67	668,73	4173,10	0,02044	85,31
		ΣM_{base} 4798,56			ΣM_{base} 693,17		
					γ_z		1,17

Fonte: Autora (2018).

Tabela 74 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	56,14	6610,38	0,00426	28,15
1º	6,00	51,54	309,23	259,75	6610,38	0,00881	58,23
2º	9,00	56,12	505,07	424,26	6610,38	0,01360	89,87
3º	12,00	59,61	715,37	600,91	6610,38	0,01778	117,53
4º	15,00	62,47	937,11	787,17	6610,38	0,02121	140,21
5º	18,00	64,91	1168,42	981,48	6610,38	0,02374	156,98
6º	21,00	67,05	1408,01	1182,73	6610,38	0,02510	165,92
7º	24,00	34,48	827,46	695,07	4484,97	0,02405	107,87
		ΣM_{base} 4987,51			ΣM_{base} 864,78		
					γ_z		1,21

Fonte: Autora (2018).

Tabela 75 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E8 – 8 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,28	66,84	93,57	6142,57	0,00651	40,02
1º	6,00	51,54	309,23	432,92	6142,57	0,01457	89,50
2º	9,00	56,12	505,07	707,10	6142,57	0,02261	138,87
3º	12,00	59,61	715,37	1001,52	6142,57	0,02960	181,84
4º	15,00	62,47	937,11	1311,96	6142,57	0,03533	217,03
5º	18,00	64,91	1168,42	1635,79	6142,57	0,03962	243,41
6º	21,00	67,05	1408,01	1971,22	6142,57	0,04222	259,38
7º	24,00	34,48	827,46	1158,44	4173,10	0,04209	175,66
		ΣM_{base} 8312,52			ΣM_{base} 1345,71		
					γ_z		1,19

Fonte: Autora (2018).

A tabela 76 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 76 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E8 – 8 MOD30

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E8 - 8 MOD30	Direção X	Combinação 1	0,54	Nós móveis	1,17	Nós móveis
		Combinação 2	0,76	Nós móveis	1,17	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	0,63	Nós móveis	1,21	Nós móveis
		Combinação 2	0,83	Nós móveis	1,19	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.10 Exemplo E9 – 10 ORIG20

O exemplo E9 – 10 ORIG20 é composto por dez pavimentos, disposição original dos pilares e f_{ck} de 20MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 11 do item 3.3. A seguir estão as tabelas 77, 78,79 e 80 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 77 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,01753	1,10.10 ¹⁰	45698,84	0,77
1°	6,00	30,03	0,01753			
2°	9,00	32,70	0,01753			
3°	12,00	34,74	0,01753			
4°	15,00	36,41	0,01753			
5°	18,00	37,83	0,01753			
6°	21,00	39,07	0,01753			
7°	24,00	40,18	0,01753			
8°	27,00	41,19	0,01753			
9°	30,00	21,06	0,01753			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 78 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,03238	5,95.10 ⁹	45698,84	1,05
1°	6,00	30,03	0,03238			
2°	9,00	32,70	0,03238			
3°	12,00	34,74	0,03238			
4°	15,00	36,41	0,03238			
5°	18,00	37,83	0,03238			
6°	21,00	39,07	0,03238			
7°	24,00	40,18	0,03238			
8°	27,00	41,19	0,03238			
9°	30,00	21,06	0,03238			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 79 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	F _{H,k} [kN]	Deslocamento no topo (m)	(EI) _k [kNm ²]	N _k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,07456	4,5.10 ⁹	45698,84	1,21
1°	6,00	52,38	0,07456			
2°	9,00	57,04	0,07456			
3°	12,00	60,59	0,07456			
4°	15,00	63,50	0,07456			
5°	18,00	65,98	0,07456			
6°	21,00	68,15	0,07456			
7°	24,00	70,09	0,07456			
8°	27,00	71,84	0,07456			
9°	30,00	36,72	0,07456			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 80 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,12709	2,64.10 ⁹	45698,84	1,58
1°	6,00	52,38	0,1279			
2°	9,00	57,04	0,12709			
3°	12,00	60,59	0,12709			
4°	15,00	63,50	0,12709			
5°	18,00	65,98	0,12709			
6°	21,00	68,15	0,12709			
7°	24,00	70,09	0,12709			
8°	27,00	71,84	0,12709			
9°	30,00	36,72	0,12709			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 81, 82,83 e 84 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 81 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	32,72	6610,38	0,00270	17,83
1°	6,00	30,03	180,21	151,38	6610,38	0,00614	40,60
2°	9,00	32,70	294,34	247,25	6610,38	0,00985	65,11
3°	12,00	34,74	416,89	350,19	6610,38	0,01328	87,84
4°	15,00	36,41	546,12	458,74	6610,38	0,01630	107,81
5°	18,00	37,83	680,92	571,97	6610,38	0,01883	124,53
6°	21,00	39,07	820,54	689,26	6610,38	0,02079	137,44
7°	24,00	40,18	964,43	810,12	6610,38	0,02195	145,12
8°	27,00	41,19	1112,16	934,21	6610,38	0,02179	144,09
9°	30,00	21,06	631,69	530,62	4484,97	0,01927	86,47
		ΣM_{base} 4776,45			ΣM_{base} 956,82		
					γ_z		1,25

Fonte: Autora (2018).

Tabela 82 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	54,53	6142,57	0,00402	24,70
1º	6,00	30,03	180,21	252,29	6142,57	0,00995	61,11
2º	9,00	32,70	294,34	412,08	6142,57	0,01620	99,53
3º	12,00	34,74	416,89	583,65	6142,57	0,02198	135,01
4º	15,00	36,41	546,12	764,56	6142,57	0,02704	166,10
5º	18,00	37,83	680,92	953,29	6142,57	0,03128	192,14
6º	21,00	39,07	820,54	1148,76	6142,57	0,03460	212,54
7º	24,00	40,18	964,43	1350,20	6142,57	0,03680	226,03
8º	27,00	41,19	1112,16	1557,02	6142,57	0,03741	229,79
9º	30,00	21,06	631,69	884,36	4173,10	0,03561	148,62
		ΣM_{base} 7960,74			ΣM_{base} 1495,57		
					γ_z		1,23

Fonte: Autora (2018).

Tabela 83 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	57,06	6610,38	0,01238	81,85
1º	6,00	52,38	314,30	264,01	6610,38	0,02558	169,06
2º	9,00	57,04	513,35	431,22	6610,38	0,03864	255,41
3º	12,00	60,59	727,10	610,76	6610,38	0,05036	332,92
4º	15,00	63,50	952,47	800,08	6610,38	0,06056	400,38
5º	18,00	65,98	1187,58	997,57	6610,38	0,06914	457,05
6º	21,00	68,15	1431,09	1202,12	6610,38	0,06333	418,64
7º	24,00	70,09	1682,05	1412,92	6610,38	0,08101	535,55
8º	27,00	71,84	1939,69	1629,34	6610,38	0,08379	553,90
9º	30,00	36,72	1101,71	925,44	4484,97	0,08201	367,84
		ΣM_{base} 8330,51			ΣM_{base} 3572,59		
					γ_z		1,75

Fonte: Autora (2018).

Tabela 84 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E9 – 10 ORIG20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	95,10	6142,57	0,01973	121,21
1º	6,00	52,38	314,30	440,02	6142,57	0,04251	261,09
2º	9,00	57,04	513,35	718,69	6142,57	0,06434	395,24
3º	12,00	60,59	727,10	1017,93	6142,57	0,08390	515,42
4º	15,00	63,50	952,47	1333,46	6142,57	0,10092	619,94
5º	18,00	65,98	1187,58	1662,61	6142,57	0,11522	707,75
6º	21,00	68,15	1431,09	2003,53	6142,57	0,12665	778,00
7º	24,00	70,09	1682,05	2354,87	6142,57	0,13508	829,74
8º	27,00	71,84	1939,69	2715,57	6142,57	0,14012	860,71
9º	30,00	36,72	1101,71	1542,40	4173,10	0,13979	583,38
		ΣM_{base} 13884,19			ΣM_{base} 5672,49		
					γ_z		1,69

Fonte: Autora (2018).

A tabela 85 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 85 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E9 – 10 ORIG20

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E9 – 10 ORIG20	Direção X	Combinação 1	0,77	Nós móveis	1,25	Nós móveis
		Combinação 2	1,05	Nós móveis	1,23	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	1,21	Nós móveis	1,75	Nós móveis
		Combinação 2	1,58	Nós móveis	1,69	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.11 Exemplo E10 – 10 ORIG30

O exemplo E10 – 10 ORIG30 é composto por dez pavimentos, disposição original dos pilares e f_{ck} de 30MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na

figura 11 do item 3.3. A seguir estão as tabelas 86, 87,88 e 89 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 86 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,01414	$1,36 \cdot 10^{10}$	45698,84	0,69
1º	6,00	30,03	0,01414			
2º	9,00	32,70	0,01414			
3º	12,00	34,74	0,01414			
4º	15,00	36,41	0,01414			
5º	18,00	37,83	0,01414			
6º	21,00	39,07	0,01414			
7º	24,00	40,18	0,01414			
8º	27,00	41,19	0,01414			
9º	30,00	21,06	0,01414			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 87 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,02612	$7,38 \cdot 10^9$	45698,84	0,94
1º	6,00	30,03	0,02612			
2º	9,00	32,70	0,02612			
3º	12,00	34,74	0,02612			
4º	15,00	36,41	0,02612			
5º	18,00	37,83	0,02612			
6º	21,00	39,07	0,02612			
7º	24,00	40,18	0,02612			
8º	27,00	41,19	0,02612			
9º	30,00	21,06	0,02612			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 88 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,06012	$5,59 \cdot 10^9$	45698,84	1,08
1º	6,00	52,38	0,06012			
2º	9,00	57,04	0,06012			
3º	12,00	60,59	0,06012			
4º	15,00	63,50	0,06012			
5º	18,00	65,98	0,06012			
6º	21,00	68,15	0,06012			
7º	24,00	70,09	0,06012			
8º	27,00	71,84	0,06012			
9º	30,00	36,72	0,06012			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 89 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,10249	3,28.10 ⁹	45698,84	1,42
1°	6,00	52,38	0,10249			
2°	9,00	57,04	0,10249			
3°	12,00	60,59	0,10249			
4°	15,00	63,50	0,10249			
5°	18,00	65,98	0,10249			
6°	21,00	68,15	0,10249			
7°	24,00	70,09	0,10249			
8°	27,00	71,84	0,10249			
9°	30,00	36,72	0,10249			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 90, 91, 92 e 93 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 90 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	32,72	6610,38	0,00218	14,38
1°	6,00	30,03	180,21	151,38	6610,38	0,00495	32,75
2°	9,00	32,70	294,34	247,25	6610,38	0,00795	52,53
3°	12,00	34,74	416,89	350,19	6610,38	0,01071	70,86
4°	15,00	36,41	546,12	458,74	6610,38	0,01315	86,97
5°	18,00	37,83	680,92	571,97	6610,38	0,01519	100,46
6°	21,00	39,07	820,54	689,26	6610,38	0,01677	110,88
7°	24,00	40,18	964,43	810,12	6610,38	0,01771	117,07
8°	27,00	41,19	1112,16	934,21	6610,38	0,01758	116,24
9°	30,00	21,06	631,69	530,62	4484,97	0,01555	69,76
		ΣM_{base} 4776,45			ΣM_{base} 771,91		
					γ_z		1,19

Fonte: Autora (2018).

Tabela 91 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	54,53	6142,57	0,00268	16,47
1º	6,00	30,03	180,21	252,29	6142,57	0,00663	40,74
2º	9,00	32,70	294,34	412,08	6142,57	0,01080	66,36
3º	12,00	34,74	416,89	583,65	6142,57	0,01465	90,02
4º	15,00	36,41	546,12	764,56	6142,57	0,01803	110,75
5º	18,00	37,83	680,92	953,29	6142,57	0,02086	128,11
6º	21,00	39,07	820,54	1148,76	6142,57	0,02307	141,71
7º	24,00	40,18	964,43	1350,20	6142,57	0,02453	150,71
8º	27,00	41,19	1112,16	1557,02	6142,57	0,02494	153,21
9º	30,00	21,06	631,69	884,36	4173,10	0,02375	99,10
		ΣM_{base} 7960,74			ΣM_{base} 997,17		
					γ_z		1,14

Fonte: Autora (2018).

Tabela 92 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	57,06	6610,38	0,00999	66,00
1º	6,00	52,38	314,30	264,01	6610,38	0,02062	136,33
2º	9,00	57,04	513,35	431,22	6610,38	0,03116	205,95
3º	12,00	60,59	727,10	610,76	6610,38	0,04061	268,45
4º	15,00	63,50	952,47	800,08	6610,38	0,04883	322,84
5º	18,00	65,98	1187,58	997,57	6610,38	0,05575	368,53
6º	21,00	68,15	1431,09	1202,12	6610,38	0,05106	337,56
7º	24,00	70,09	1682,05	1412,92	6610,38	0,06532	431,83
8º	27,00	71,84	1939,69	1629,34	6610,38	0,06756	446,64
9º	30,00	36,72	1101,71	925,44	4484,97	0,066135	296,62
		ΣM_{base} 8330,51			ΣM_{base} 2880,76		
					γ_z		1,53

Fonte: Autora (2018).

Tabela 93 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E10 – 10 ORIG30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	95,10	6142,57	0,01591	97,75
1º	6,00	52,38	314,30	440,02	6142,57	0,03428	210,55
2º	9,00	57,04	513,35	718,69	6142,57	0,05189	318,73
3º	12,00	60,59	727,10	1017,93	6142,57	0,06766	415,63
4º	15,00	63,50	952,47	1333,46	6142,57	0,08138	499,91
5º	18,00	65,98	1187,58	1662,61	6142,57	0,09313	572,06
6º	21,00	68,15	1431,09	2003,53	6142,57	0,10213	627,36
7º	24,00	70,09	1682,05	2354,87	6142,57	0,10892	669,09
8º	27,00	71,84	1939,69	2715,57	6142,57	0,11299	694,08
9º	30,00	36,72	1101,71	1542,40	4173,10	0,11273	470,45
			ΣM_{base}	13884,19			
						ΣM_{base}	4575,62
						γ_z	1,49

Fonte: Autora (2018).

A tabela 94 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 94 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E10 – 10 ORIG30

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E10 – 10 ORIG30	Direção X	Combinação 1	0,69	Nós móveis	1,19	Nós móveis
		Combinação 2	0,94	Nós móveis	1,14	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	1,08	Nós móveis	1,53	Nós móveis
		Combinação 2	1,42	Nós móveis	1,49	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.12 Exemplo E11 – 10 MOD20

O exemplo E11 – 10 MOD20 é composto por dez pavimentos, disposição modificada dos pilares e f_{ck} de 20MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 12 com destaque para os pilares que tiveram a direção modificada. A seguir estão as

tabelas 95, 96, 97 e 98 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 95 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,02321	8,31.10 ⁹	45698,84	0,89
1º	6,00	30,03	0,02321			
2º	9,00	32,70	0,02321			
3º	12,00	34,74	0,02321			
4º	15,00	36,41	0,02321			
5º	18,00	37,83	0,02321			
6º	21,00	39,07	0,02321			
7º	24,00	40,18	0,02321			
8º	27,00	41,19	0,02321			
9º	30,00	21,06	0,02321			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 96 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,04179	4,61.10 ⁹	45698,84	1,19
1º	6,00	30,03	0,04179			
2º	9,00	32,70	0,04179			
3º	12,00	34,74	0,04179			
4º	15,00	36,41	0,04179			
5º	18,00	37,83	0,04179			
6º	21,00	39,07	0,04179			
7º	24,00	40,18	0,04179			
8º	27,00	41,19	0,04179			
9º	30,00	21,06	0,04179			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 97 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,04965	6,77.10 ⁹	45698,84	0,99
1º	6,00	52,38	0,04965			
2º	9,00	57,04	0,04965			
3º	12,00	60,59	0,04965			
4º	15,00	63,50	0,04965			
5º	18,00	65,98	0,04965			
6º	21,00	68,15	0,04965			
7º	24,00	70,09	0,04965			
8º	27,00	71,84	0,04965			
9º	30,00	36,72	0,04965			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 98 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,08513	$3,95 \cdot 10^9$	45698,84	1,29
1°	6,00	52,38	0,08513			
2°	9,00	57,04	0,08513			
3°	12,00	60,59	0,08513			
4°	15,00	63,50	0,08513			
5°	18,00	65,98	0,08513			
6°	21,00	68,15	0,08513			
7°	24,00	70,09	0,08513			
8°	27,00	71,84	0,08513			
9°	30,00	36,72	0,08513			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 99, 100, 101 e 102 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 99 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	32,72	6610,38	0,00331	21,90
1°	6,00	30,03	180,21	151,38	6610,38	0,00775	51,23
2°	9,00	32,70	294,34	247,25	6610,38	0,01244	82,22
3°	12,00	34,74	416,89	350,19	6610,38	0,01676	110,82
4°	15,00	36,41	546,12	458,74	6610,38	0,02056	135,91
5°	18,00	37,83	680,92	571,97	6610,38	0,02373	156,92
6°	21,00	39,07	820,54	689,26	6610,38	0,02621	173,27
7°	24,00	40,18	964,43	810,12	6610,38	0,02776	183,54
8°	27,00	41,19	1112,16	934,21	6610,38	0,02787	184,27
9°	30,00	21,06	631,69	530,62	4484,97	0,02553	114,52
		ΣM_{base} 4776,45			ΣM_{base} 1214,60		
					γ_z		1,34

Fonte: Autora (2018).

Tabela 100 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	54,53	6142,57	0,00505	31,02
1º	6,00	30,03	180,21	252,29	6142,57	0,01264	77,67
2º	9,00	32,70	294,34	412,08	6142,57	0,02054	126,16
3º	12,00	34,74	416,89	583,65	6142,57	0,02780	170,73
4º	15,00	36,41	546,12	764,56	6142,57	0,03414	209,72
5º	18,00	37,83	680,92	953,29	6142,57	0,03946	242,37
6º	21,00	39,07	820,54	1148,76	6142,57	0,04364	268,04
7º	24,00	40,18	964,43	1350,20	6142,57	0,04647	285,45
8º	27,00	41,19	1112,16	1557,02	6142,57	0,04751	291,81
9º	30,00	21,06	631,69	884,36	4173,10	0,04597	191,86
		ΣM_{base} 7960,74			ΣM_{base} 1894,83		
					γ_z		1,31

Fonte: Autora (2018).

Tabela 101 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	57,06	6610,38	0,00693	45,80
1º	6,00	52,38	314,30	264,01	6610,38	0,01511	99,87
2º	9,00	57,04	513,35	431,22	6610,38	0,02375	157,00
3º	12,00	60,59	727,10	610,76	6610,38	0,03170	209,57
4º	15,00	63,50	952,47	800,08	6610,38	0,03876	256,22
5º	18,00	65,98	1187,58	997,57	6610,38	0,04480	296,18
6º	21,00	68,15	1431,09	1202,12	6610,38	0,04146	274,10
7º	24,00	70,09	1682,05	1412,92	6610,38	0,05348	353,57
8º	27,00	71,84	1939,69	1629,34	6610,38	0,05564	367,83
9º	30,00	36,72	1101,71	925,44	4484,97	0,05462	244,97
		ΣM_{base} 8330,51			ΣM_{base} 2305,11		
					γ_z		1,38

Fonte: Autora (2018).

Tabela 102 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E11 – 10 MOD20

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	95,10	6142,57	0,01082	66,43
1º	6,00	52,38	314,30	440,02	6142,57	0,02503	153,76
2º	9,00	57,04	513,35	718,69	6142,57	0,03951	242,69
3º	12,00	60,59	727,10	1017,93	6142,57	0,05279	324,27
4º	15,00	63,50	952,47	1333,46	6142,57	0,06455	396,56
5º	18,00	65,98	1187,58	1662,61	6142,57	0,07463	458,48
6º	21,00	68,15	1431,09	2003,53	6142,57	0,08290	509,26
7º	24,00	70,09	1682,05	2354,87	6142,57	0,08920	547,96
8º	27,00	71,84	1939,69	2715,57	6142,57	0,09323	572,72
9º	30,00	36,72	1101,71	1542,40	4173,10	0,09364	390,77
		ΣM_{base} 13884,19			ΣM_{base} 3662,90		
					γ_z		1,36

Fonte: Autora (2018).

A tabela 103 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 103 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E11 – 10 MOD20

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E10 – 10 MOD20	Direção X	Combinação 1	0,89	Nós móveis	1,34	Nós móveis
		Combinação 2	1,19	Nós móveis	1,31	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	0,99	Nós móveis	1,38	Nós móveis
		Combinação 2	1,29	Nós móveis	1,36	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

3.7.13 Exemplo E12 – 10 MOD30

O exemplo E12 – 10 MOD30 é composto por dez pavimentos, disposição modificada dos pilares e f_{ck} de 30MPa. Sua planta de forma dos pavimentos tipos está apresentada na figura 12 com destaque para os pilares que tiveram a direção modificada. A seguir estão as tabelas 104, 105, 106 e 107 que representam os cálculos realizados para a obtenção do parâmetro de instabilidade α .

Tabela 104 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção X – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,01872	$1,03 \cdot 10^{10}$	45698,84	0,80
1°	6,00	30,03	0,01872			
2°	9,00	32,70	0,01872			
3°	12,00	34,74	0,01872			
4°	15,00	36,41	0,01872			
5°	18,00	37,83	0,01872			
6°	21,00	39,07	0,01872			
7°	24,00	40,18	0,01872			
8°	27,00	41,19	0,01872			
9°	30,00	21,06	0,01872			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 105 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção X – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	12,98	0,03371	$5,72 \cdot 10^9$	45698,84	1,07
1°	6,00	30,03	0,03371			
2°	9,00	32,70	0,03371			
3°	12,00	34,74	0,03371			
4°	15,00	36,41	0,03371			
5°	18,00	37,83	0,03371			
6°	21,00	39,07	0,03371			
7°	24,00	40,18	0,03371			
8°	27,00	41,19	0,03371			
9°	30,00	21,06	0,03371			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 106 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 1 – Direção Y – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,04004	$8,40 \cdot 10^9$	45698,84	0,89
1°	6,00	52,38	0,04004			
2°	9,00	57,04	0,04004			
3°	12,00	60,59	0,04004			
4°	15,00	63,50	0,04004			
5°	18,00	65,98	0,04004			
6°	21,00	68,15	0,04004			
7°	24,00	70,09	0,04004			
8°	27,00	71,84	0,04004			
9°	30,00	36,72	0,04004			

Fonte: Autora (2018).

Tabela 107 – Parâmetro de instabilidade α – Combinação 2 – Direção Y – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	$F_{H,k}$ [kN]	Deslocamento no topo (m)	$(EI)_k$ [kNm ²]	N_k [kN]	α
Térreo	3,00	22,64	0,06864	4,89.10 ⁹	45698,84	1,16
1°	6,00	52,38	0,06864			
2°	9,00	57,04	0,06864			
3°	12,00	60,59	0,06864			
4°	15,00	63,50	0,06864			
5°	18,00	65,98	0,06864			
6°	21,00	68,15	0,06864			
7°	24,00	70,09	0,06864			
8°	27,00	71,84	0,06864			
9°	30,00	36,72	0,06864			

Fonte: Autora (2018).

A seguir estão as tabelas 108, 109, 110 e 111 que representam os cálculos realizados para obter os valores de coeficiente γ_z de cada direção considerada.

Tabela 108 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção X – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	32,72	6610,38	0,00267	17,66
1°	6,00	30,03	180,21	151,38	6610,38	0,00625	41,32
2°	9,00	32,70	294,34	247,25	6610,38	0,01003	66,32
3°	12,00	34,74	416,89	350,19	6610,38	0,01352	89,39
4°	15,00	36,41	546,12	458,74	6610,38	0,01658	109,62
5°	18,00	37,83	680,92	571,97	6610,38	0,01914	126,57
6°	21,00	39,07	820,54	689,26	6610,38	0,02114	139,76
7°	24,00	40,18	964,43	810,12	6610,38	0,02239	148,04
8°	27,00	41,19	1112,16	934,21	6610,38	0,02248	148,63
9°	30,00	21,06	631,69	530,62	4484,97	0,02059	92,38
		ΣM_{base} 4776,45			ΣM_{base} 979,68		
					γ_z		1,26

Fonte: Autora (2018).

Tabela 109 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção X – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	12,98	38,95	54,53	6142,57	0,00407	25,02
1º	6,00	30,03	180,21	252,29	6142,57	0,01020	62,65
2º	9,00	32,70	294,34	412,08	6142,57	0,01657	101,75
3º	12,00	34,74	416,89	583,65	6142,57	0,02242	137,71
4º	15,00	36,41	546,12	764,56	6142,57	0,02754	169,16
5º	18,00	37,83	680,92	953,29	6142,57	0,03183	195,49
6º	21,00	39,07	820,54	1148,76	6142,57	0,03520	216,20
7º	24,00	40,18	964,43	1350,20	6142,57	0,03748	230,24
8º	27,00	41,19	1112,16	1557,02	6142,57	0,03832	235,37
9º	30,00	21,06	631,69	884,36	4173,10	0,03708	154,75
		ΣM_{base} 7960,74			ΣM_{base} 1528,34		
					γ_z		1,24

Fonte: Autora (2018).

Tabela 110 – Coeficiente γ_z – Combinação 1 – Direção Y – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	57,06	6610,38	0,00559	36,93
1º	6,00	52,38	314,30	264,01	6610,38	0,01218	80,54
2º	9,00	57,04	513,35	431,22	6610,38	0,01915	126,61
3º	12,00	60,59	727,10	610,76	6610,38	0,02556	169,00
4º	15,00	63,50	952,47	800,08	6610,38	0,03125	206,62
5º	18,00	65,98	1187,58	997,57	6610,38	0,03613	238,83
6º	21,00	68,15	1431,09	1202,12	6610,38	0,03343	221,03
7º	24,00	70,09	1682,05	1412,92	6610,38	0,04313	285,11
8º	27,00	71,84	1939,69	1629,34	6610,38	0,04487	296,60
9º	30,00	36,72	1101,71	925,44	4484,97	0,04404	197,53
		ΣM_{base} 8330,51			ΣM_{base} 1858,79		
					γ_z		1,29

Fonte: Autora (2018).

Tabela 111 – Coeficiente γ_z – Combinação 2 – Direção Y – E12 – 10 MOD30

Pavimentos	h [m]	1ª ordem			2ª ordem		
		$F_{H,k}$ [kN]	M_{1k} [kNm]	M_{1d} [kNm]	$F_{V,d}$ [kN]	Desl. _h [m]	M_{2d} [kNm]
Térreo	3,00	22,64	67,93	95,10	6142,57	0,00872	53,57
1º	6,00	52,38	314,30	440,02	6142,57	0,02019	123,99
2º	9,00	57,04	513,35	718,69	6142,57	0,03186	195,70
3º	12,00	60,59	727,10	1017,93	6142,57	0,04256	261,48
4º	15,00	63,50	952,47	1333,46	6142,57	0,05205	319,77
5º	18,00	65,98	1187,58	1662,61	6142,57	0,06018	369,70
6º	21,00	68,15	1431,09	2003,53	6142,57	0,06685	410,64
7º	24,00	70,09	1682,05	2354,87	6142,57	0,07193	441,85
8º	27,00	71,84	1939,69	2715,57	6142,57	0,07518	461,81
9º	30,00	36,72	1101,71	1542,40	4173,10	0,07550	315,09
		ΣM_{base} 13884,19			ΣM_{base} 2953,60		
					γ_z		1,27

Fonte: Autora (2018).

A tabela 112 a seguir resume os valores encontrados dos parâmetros de instabilidade global desse exemplo com suas respectivas classificações em estruturas de nós fixos ou nós móveis conforme os limites indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 0,5 para a classificação através do parâmetro α em nós fixos e de 1,1 para classificação através do coeficiente γ_z em nós fixos.

Tabela 112 – Resumo parâmetros de instabilidade global – E12 – 10 MOD30

			α	Classificação	γ_z	Classificação
E12 – 10 MOD30	Direção X	Combinação 1	0,80	Nós móveis	1,26	Nós móveis
		Combinação 2	1,07	Nós móveis	1,24	Nós móveis
	Direção Y	Combinação 1	0,89	Nós móveis	1,29	Nós móveis
		Combinação 2	1,16	Nós móveis	1,27	Nós móveis

Fonte: Autora (2018).

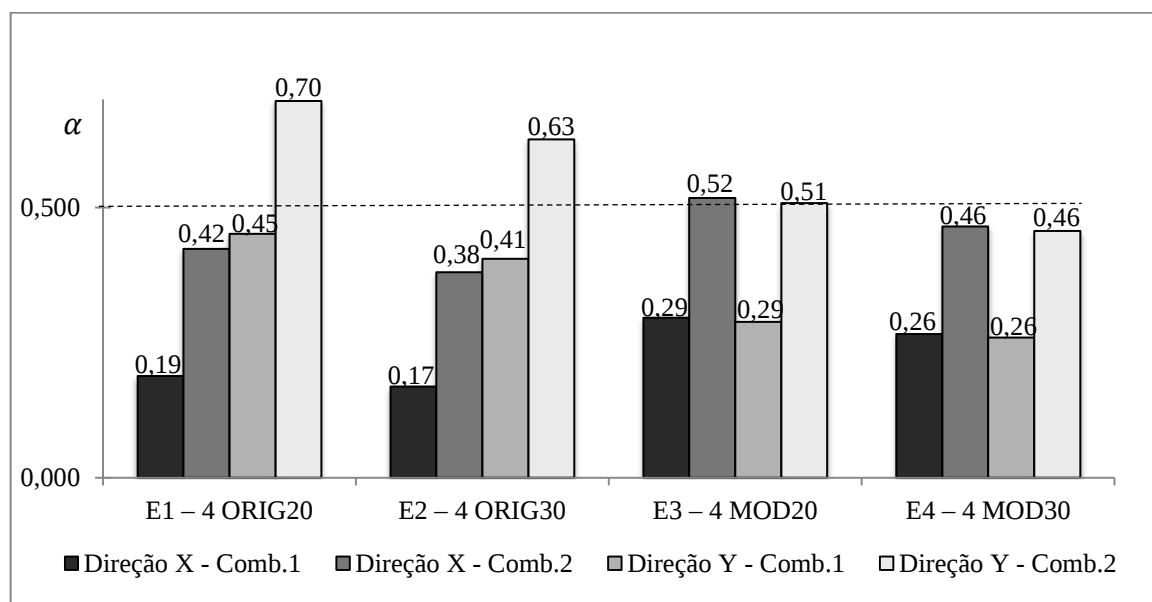
3.8 Análise dos resultados

Neste item está a análise dos resultados obtidos com comparações gráficas no intuito de facilitar a compreensão da análise correta dos valores obtidos dos parâmetros.

3.8.1 Edificações de quatro pavimentos

A figura 16 a seguir contém um gráfico comparativo dos valores de α para os exemplos com quatro pavimentos.

Figura 16 – Comparação de valores de α - quatro pavimentos



Fonte: Autora (2018).

Nota-se que na direção x e combinação 1 todos os valores encontrados são inferiores aos encontrados na direção x e combinação 2 e em todos esses casos o limite de $\alpha = 0,50$ não foi ultrapassado. Na direção x e combinação 2 o menor valor encontrado está na edificação E2 e o maior valor em E3, sendo este último maior que 0,50.

Portanto, na direção x, a modificação da disposição dos pilares aumentou os valores de α quando comparada relacionada ao mesmo valor de f_{ck} , porém, ao mesmo tempo, o aumento do f_{ck} resultou em diminuição do valor de α .

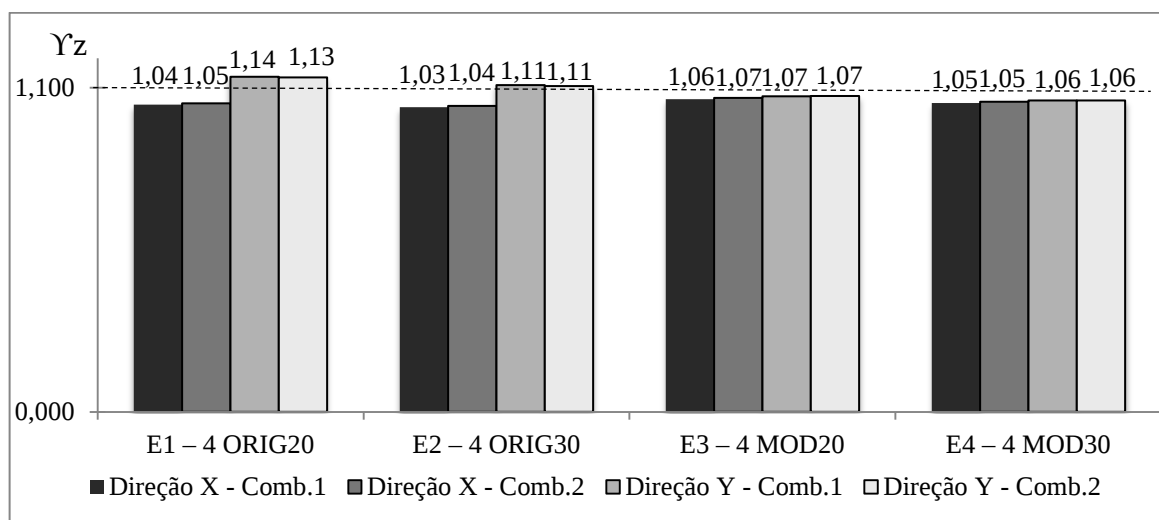
Na direção y e combinação 1 os valores de α ficaram próximos ao limite em E1 e E2, porém em E3 e E4 os valores de α foram menores, sendo esses valores inferiores aos encontrados na combinação 2.

Na direção y e combinação 2 apenas E4 não teve o valor de α ultrapassando o limite de $\alpha = 0,50$. A mudança de f_{ck} reduziu o valor de α , fato que mostrou melhores resultados na comparação de E3 com E4, pois retirou a classificação de estrutura de nós móveis presente em E3 adicionando a E4 a classificação de estruturas de nós fixos sem a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem.

Portanto, analisando os valores encontrados de α nas duas direções e combinações, o exemplo E4 é considerado o mais otimizado devido ao resultado de classificação de toda a edificação nas duas direções como sendo de nós fixos e a consequente dispensa dos efeitos de segunda ordem.

A figura 17 a seguir contém um gráfico comparativo dos valores de γ_z para os exemplos com quatro pavimentos.

Figura 17 – Comparação de valores de γ_z - quatro pavimentos



Fonte: Autora (2018).

Na direção x em todos os edifícios e nas duas combinações 1 e 2 apresenta valores de γ_z inferiores ao limite de 1,1, portanto são classificados como estruturas de nós fixos nessa direção independente da combinação. Nota-se que o aumento de f_{ck} realizado em E2 comparado a E1 provocou uma redução dos valores do coeficiente γ_z . Porém, a modificação da disposição original dos pilares gerou um aumento de γ_z nos edifícios E3 e E4.

Na direção y em E1 e E2 o valor de γ_z excede ao limite de 1,1 nas duas combinações, portanto, suas estruturas são classificadas como sendo de nós móveis sendo necessário analisar os efeitos de 2ª ordem.

Na direção y em E3 e E4 o valor de γ_z apresenta valores inferiores ao limite, portanto, são classificados como estruturas de nós fixos nessa direção nesses edifícios independente da combinação.

Portanto, verifica-se que a modificação realizada na disposição dos pilares centrais provocou uma mudança de classificação da estrutura de nós móveis para estrutura de nós fixos na direção y.

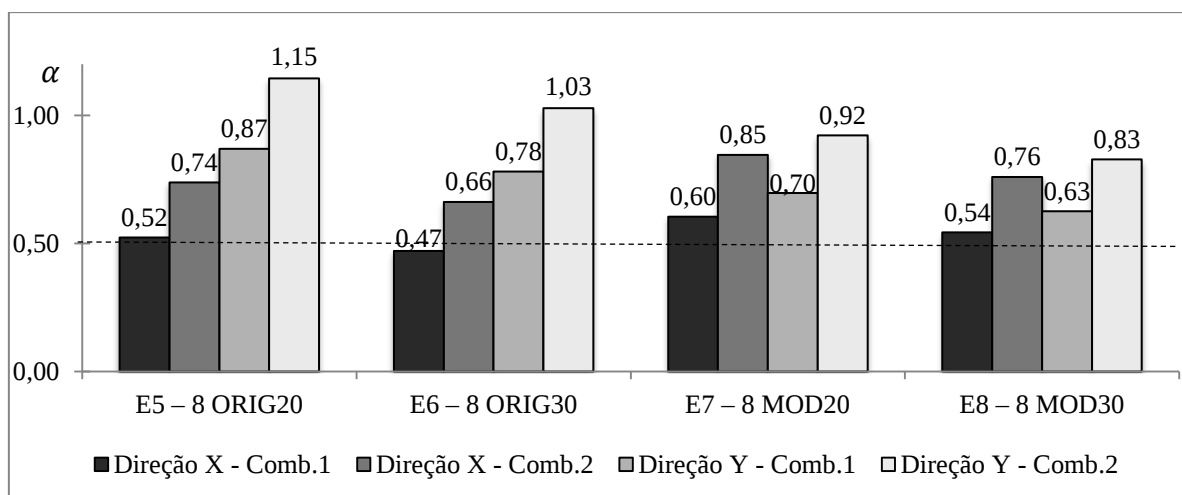
Conclui-se que os exemplos E3 e E4 são mais otimizados no sentido de obter resultados com $\gamma_z \leq 1,1$, sendo E4 a escolha de edificação com menores valores de γ_z e consequente dispensa de consideração dos efeitos de segunda ordem.

Nota-se algumas divergências quanto a classificação da estrutura em comparação com a obtida através de α com a de γ_z . Diferenças que se repetiram em direções e combinações com valores de parâmetros próximos aos limites, por exemplo, em E3 conforme α a estrutura é classificada como nós fixos na direção x e y (combinação 1) e nós móveis na direção x e y (combinação 2). Porém, conforme γ_z , E3 é classificada como estrutura de nós fixos em todas as direções independente da combinação.

3.8.2 Edificações de oito pavimentos

A figura 18 a seguir contém um gráfico comparativo dos valores de α para os exemplos com oito pavimentos.

Figura 18 – Comparação de valores de α - oito pavimentos



Fonte: Autora (2018).

Na direção x, apenas E6 na combinação 1 está inferior ao limite e por isso recebe a classificação de estrutura de nós fixos conforme valor de α , nos demais exemplos e combinações, o valor de α é maior que 0,50 indicando a classificação em estrutura de nós móveis. Porém, a mudança da disposição de pilares gerou aumento de α .

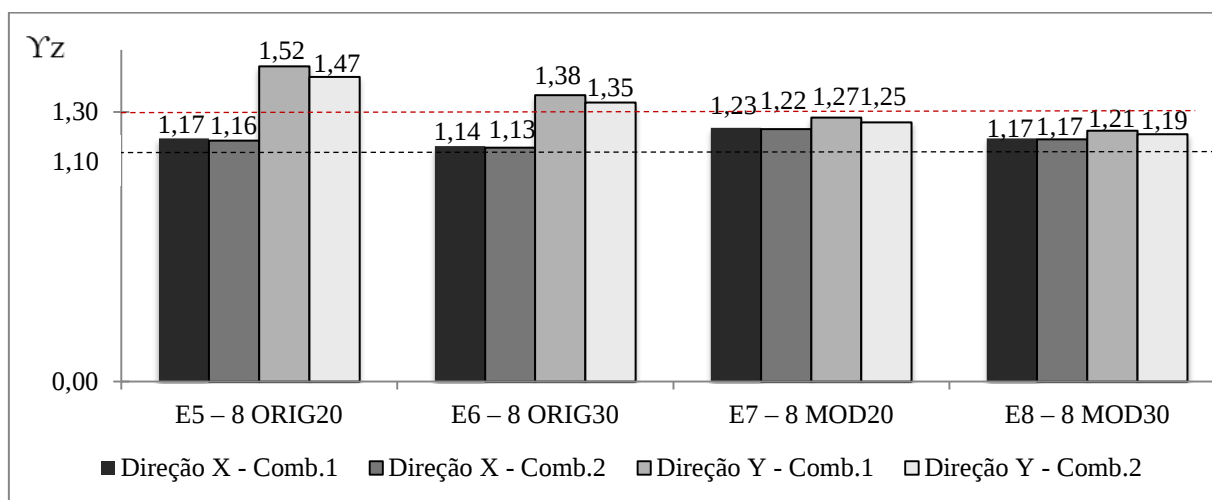
Na direção y em todos os edifícios os valores de α são maiores que o limite, classificando a estrutura dos mesmos como estruturas de nós móveis em que há necessidade da consideração dos efeitos de 2ª ordem. Sendo que a mudança da disposição de pilares gerou redução de α .

Como anteriormente, o aumento de f_{ck} provocou redução no parâmetro de instabilidade independente da direção ou combinação.

Portanto, o exemplo E8 gerou diminuição em α na direção y apesar de um pequeno aumento na direção x comparado a E5 e E6, porém, comparado a E7, ocorreu diminuição em α nessa direção.

A figura 18 a seguir contém um gráfico comparativo dos valores de γ_z para os exemplos com oito pavimentos.

Figura 19 – Comparação de valores de γ_z - oito pavimentos



Fonte: Autora (2018).

Nas duas direções x e y em todos os exemplos e combinações os valores encontrados de γ_z são maiores que o limite e, portanto tem suas estruturas classificadas como de nós móveis e obrigatoriedade de consideração de efeitos de 2ª ordem.

A modificação da disposição de pilares provocou aumento em γ_z na direção x em conjunto a uma redução de γ_z na direção y, deixando a edificação mais equilibrada nas duas direções. Sendo que essa modificação reduziu os valores de γ_z maiores que 1,30.

Como anteriormente, o aumento de f_{ck} provocou redução no parâmetro instabilidade independente da direção ou combinação.

Em E5 e E6, os valores encontrados de γ_z para a direção y são impraticáveis por excederem o limite suposto de 1,30.

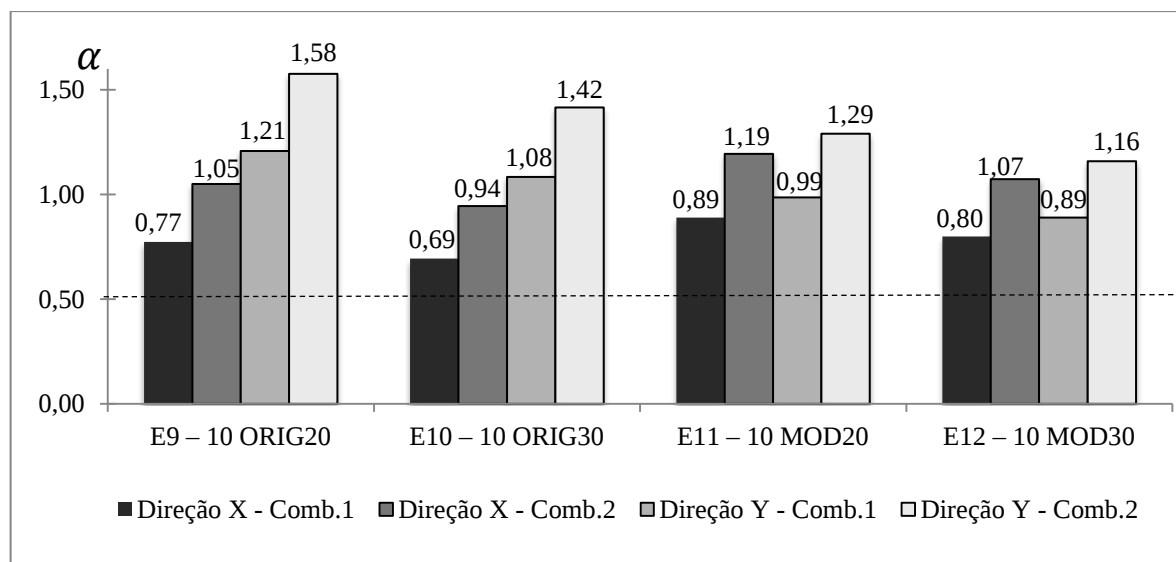
Portanto, o exemplo E8 gerou diminuição em γ_z na direção y apesar de um pequeno aumento na direção x comparado a E5 e E6, porém, comparado a E7, ocorreu diminuição nessa direção.

Nota-se apenas uma divergência quanto a classificação da estrutura em comparação com a obtida através de α com a de γ_z , em E6 na direção x e combinação 1, conforme o parâmetro de instabilidade α é classificado como estrutura de nós fixos gerando um conflito com a classificação obtida com o coeficiente γ_z .

3.8.3 Edificações de dez pavimentos

A figura 19 a seguir contém um gráfico comparativo dos valores de α para os exemplos com dez pavimentos.

Figura 20 – Comparação de valores de α - dez pavimentos

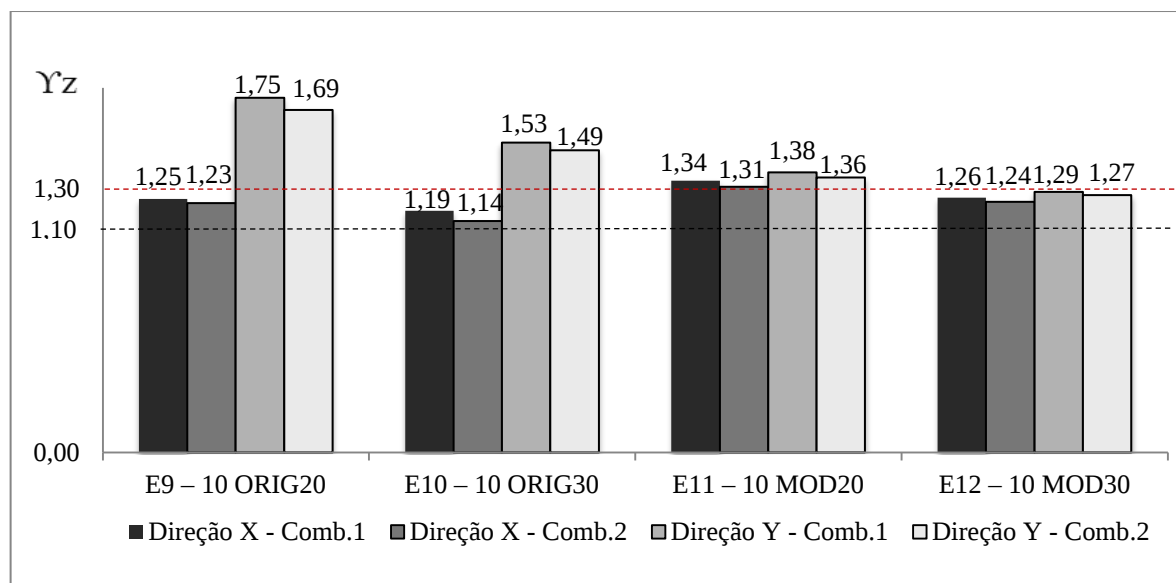


Fonte: Autora (2018).

Nas duas direções x e y em todos os exemplos e combinações os valores de α são superiores ao limite e, portanto são classificados como estruturas de nós móveis e obrigatoriedade de consideração dos efeitos de segunda ordem.

A modificação da disposição de pilares provocou aumento em α na direção x em conjunto a uma redução na direção y, mudanças que ainda mantiveram a classificação como estrutura de nós móveis. Como anteriormente, o aumento de f_{ck} provocou redução no parâmetro instabilidade independente da direção ou combinação.

A figura 20 a seguir contém um gráfico comparativo dos valores de γ_z para os exemplos com dez pavimentos.

Figura 21 – Comparação de valores de γ_z - dez pavimentos

Fonte: Autora (2018).

Nas duas direções x e y em todos os exemplos e combinações os valores de γ_z são superiores ao limite e, portanto são classificados como estruturas de nós móveis.

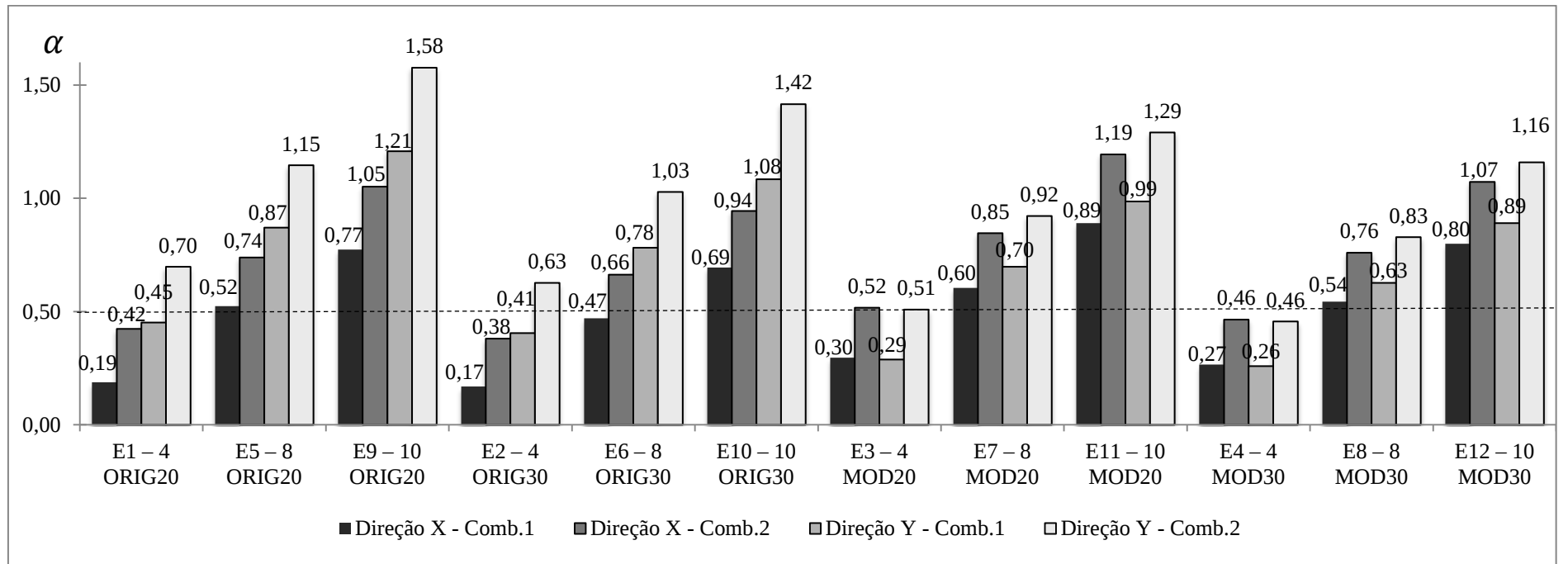
Em todos os exemplos (E9, E10, E11 e E12) os valores de γ_z estão próximos ou maiores que 1,30, situação que é evitada devido ao limite de 1,30 determinado. Sendo que em E10 a direção x nas duas combinações apresenta comportamento aceitável, mas a direção y nas duas direções possui valores elevados de γ_z .

A modificação da disposição de pilares provocou aumento em γ_z na direção x em conjunto a uma redução de γ_z na direção y, mudanças que ainda mantiveram a classificação como estrutura de nós móveis. Como anteriormente, o aumento de f_{ck} provocou redução no parâmetro instabilidade independente da direção ou combinação.

Cabe destaque aos valores encontrados de γ_z de 1,49; 1,53; 1,69 e 1,75 que excedem com exagero o valor de 1,30 recomendado. Portanto, o exemplo E8 é o mais indicado devido aos valores encontrados de γ_z inferiores ao limite de 1,30.

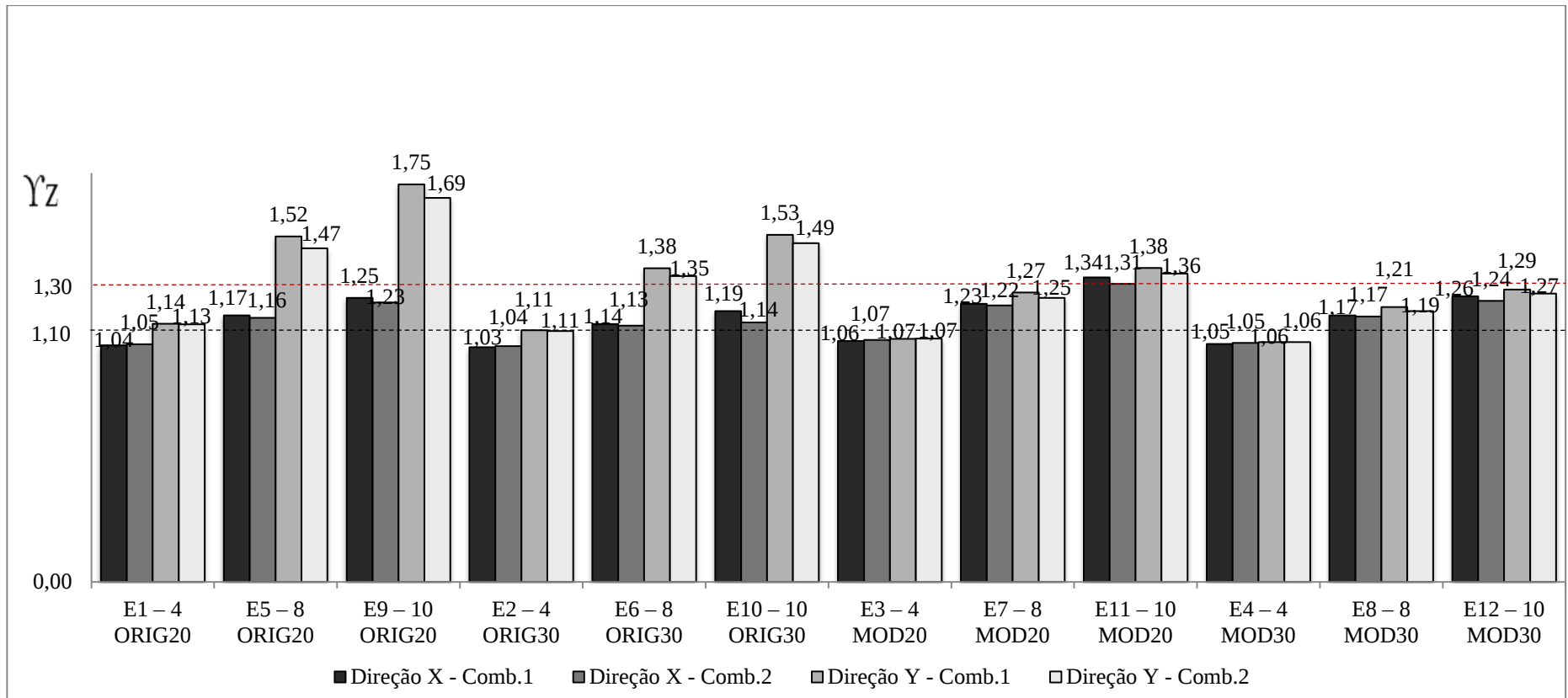
3.8.4 Todas as edificações

A figura 21 a seguir contém um gráfico comparativo dos valores de α para todos os exemplos com o intuito de comparativos relacionados ao número de pavimentos. A figura 22 em seguida contém um gráfico comparativo dos valores de γ_z para todos os exemplos com o intuito de comparativos relacionados ao número de pavimentos.

Figura 22 – Comparação valores de α – todos os exemplos

Fonte: Autora (2018).

Figura 23 – Comparação valores de γ_z - todos os exemplos



Fonte: Autora (2018).

Nota-se na figura 21 que o aumento do número de pavimentos no mesmo modelo de edificação conduz a um aumento no parâmetro de instabilidade α tornando evidente o fato de que quanto maior a quantidade de pavimentos de uma edificação maiores os efeitos de instabilidade. Como por exemplo, E4 possuía classificação de estruturas de nós fixos comparado a E8 tendo como mudança apenas a quantidade de pavimentos, é possível visualizar o aumento do parâmetro α e a consequente mudança de classificação para estruturas de nós móveis.

A figura 22 ilustra a comparação entre os exemplos levando em conta o aumento da quantidade de pavimentos sendo que este tem como consequência um aumento no coeficiente γ_z evidenciando a mesma conclusão anterior de que quanto maior o número de pavimentos de uma edificação maiores os efeitos de instabilidade na mesma. Como por exemplo, E3 possuía classificação de estruturas de nós fixos comparado a E7 tendo como mudança apenas a quantidade de pavimentos, é possível visualizar o aumento do coeficiente γ_z e a consequente mudança de classificação para estruturas de nós móveis.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse trabalho teve como objetivo estudar a estabilidade global de uma edificação de concreto armado através dos parâmetros indicados para avaliá-la recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Através de um estudo de caso com uma edificação já existente, foram realizadas adaptações para aplicação dos parâmetros e mudanças em quantidade de pavimentos, f_{ck} do concreto utilizado e disposição dos pilares centrais a fim de perceber quais consequências tais mudanças trazem aos seus respectivos exemplos.

Após várias análises, as conclusões desse estudo de caso são as seguintes:

- A quantidade de pavimentos de uma edificação influencia diretamente em sua estabilidade, quanto mais pavimentos, maiores são os valores encontrados dos parâmetros α e γ_z , ou seja, menor estabilidade global;
- O aumento do f_{ck} do concreto utilizado proporciona uma maior rigidez a estrutura como um todo e assim contribui para a diminuição dos parâmetros α e γ_z , ou seja, maior estabilidade global;
- A mudança da disposição dos pilares centrais contribui para uma diminuição dos parâmetros α e γ_z na direção y, pois, os pilares estavam com a face de maior comprimento na direção x e com a mudança, a inércia da direção y aumentou, melhorando o desempenho nessa direção apesar de um leve aumento de α e γ_z na outra direção;
- É possível promover modificações de projeto para analisar os resultados relacionados à estabilidade global da estrutura e assim otimizar o melhor projeto que atenda as especificações necessárias ao uso incluindo a estabilidade;
- O software FTOOL é satisfatório para o lançamento da estrutura representada por uma associação de pórticos planos e obtenção dos deslocamentos horizontais, apesar de laborioso o auxílio com as planilhas eletrônicas foi fundamental para a execução desse trabalho;
- Os resultados encontrados dos parâmetros α e γ_z foram consistentes e coerentes ao realizar comparações entre os diferentes exemplos estudados;
- Esse trabalho proporcionou aprimorar os conhecimentos em análise estrutural e parâmetros α e γ_z .

Sugestões para futuros trabalhos relacionadas ao tema:

- Estudar a estabilidade global de uma edificação calculada através de vários modelos estruturais diferentes considerando a interação solo-estrutura (grelha, viga contínua,

associação de pórticos planos e pórticos espaciais) para efeito de comparações de resultados encontrados;

- Estudar o comportamento de α e γ_z considerando a relação solo-estrutura;
- Estudar os parâmetros α e γ_z para os modos de vibração da estrutura;
- Estudar a estabilidade global de uma edificação sujeita a modificações com relação à rigidez dos elementos estruturais, como o uso de pilares-parede para contraventamento;
- Estudar a rigidez dos elementos estruturais de edificações com menos de quatro pavimentos, pois a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) não direciona os caminhos que devem ser seguidos com relação a rigidez dessas edificações menores.

REFERÊNCIAS

ALIS (2017). **Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool**. Versão básica 4.00.00.

ANDRADE NETO, I. C. **Contribuição à análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca de rigidez entre pavimentos**. 2013. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

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

BARBOZA, M.R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Relatório final de iniciação científica. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008.

BASTOS, A.M.C.Q. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifício de andares múltiplos em estrutura mista de aço e concreto**. Trabalho de conclusão de curso. Escola politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

BOTELHO, M.H.C. MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo**. Volume 2. 4ª edição. São Paulo: Blucher, 2015.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado**. 2009. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

BUENO, M. M. E. **Estudo de valores aproximados de rigidez equivalente para vigas e pilares para análises não-lineares em estruturas de concreto armado de pequeno porte**. 2014. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

CANESIN, M. S. **Simetria nas estruturas**. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/256/960/pt-br/simetria-nas-estruturas.html>>. 2013. Acesso em: 11 maio. 2017.

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

CARVALHO, R.C.; PINHEIRO, L.M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2009.

CASTRO, L. C. L. B.de. **Notas de aula - Projeto estrutural de edifícios**. Brasília, 2012.

CHINEM, R.M. **Avaliação da estabilidade global de edifícios**. 2010. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

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

CUNHA, A.J.P.da.; LIMA, N.A.; SOUZA, V.C.M.de. **Acidentes estruturais na construção civil**. Volume 1. 1ª ed. São Paulo: Pini, 1996.

FONTES, F.F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FONTES, F.F.; PINHEIRO, L.M.; BITTENCOURT, T. Conceitos de análise estrutural, In: ISAIA, G.C.(Ed). **Concreto: Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. v.1, p.109-141.

FRANCO, M.; VASCONCELLOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, 1991, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991. p. 307-324.

FREITAS, F.C.de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

GASS, C. **Estudo da estabilidade global de edifícios – utilização do parâmetro de instabilidade γ_y** . 2015. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2015.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2007.

MARIN, M. C. **Contribuição a análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 2009. 213f. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MARTHA, L. (2012). **FTOOL - Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas**. Rio de Janeiro, Brasil. p. 1-50.

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

OLIVEIRA, J.C.A de. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. Tese de doutorado em Estruturas e Construção Civil. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2009.

PAIXÃO, J.F.M.; ALVES, E.C. Análise da estabilidade global em edifícios altos. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Volume 13, nº1, 48-63, 2016.

PINTO, R.S. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PINTO, R.S.; CORRÊA, M.R.S; RAMALHO, M.A. **Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. In: Revista INBRACON de Estruturas, v.1, n.2, 2005.

SILVA, L.A.F. da. **Desaprumo global x Casos de vento**. 2009. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/3-concepcao-estrutural/137-desaprumo>>. Acesso em: 15 nov. 2017.

VASCONCELOS, A.C. **Justificativas do capítulo 15 da NB1/2006 com base no comportamento social das estruturas**. São Paulo, p. 1-8, 2006.

VASCONCELOS, A.C. **Origem dos parâmetros de estabilidade α e γ_z , Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios**. 11p. São Paulo, Instituto de Engenharia, 1997.

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

ANEXOS

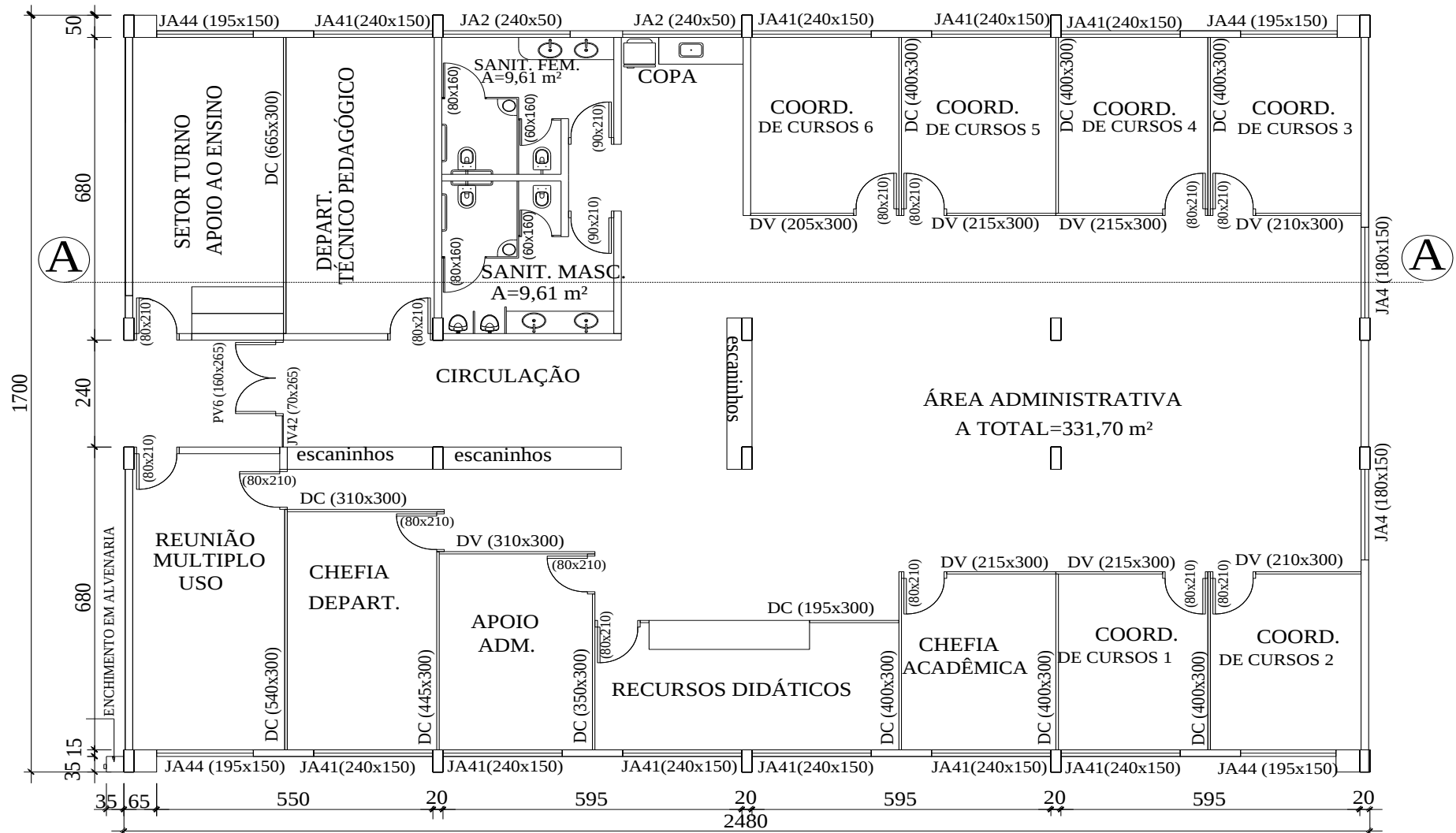
ANEXO A

A.1 – Fachada do edifício do estudo de caso



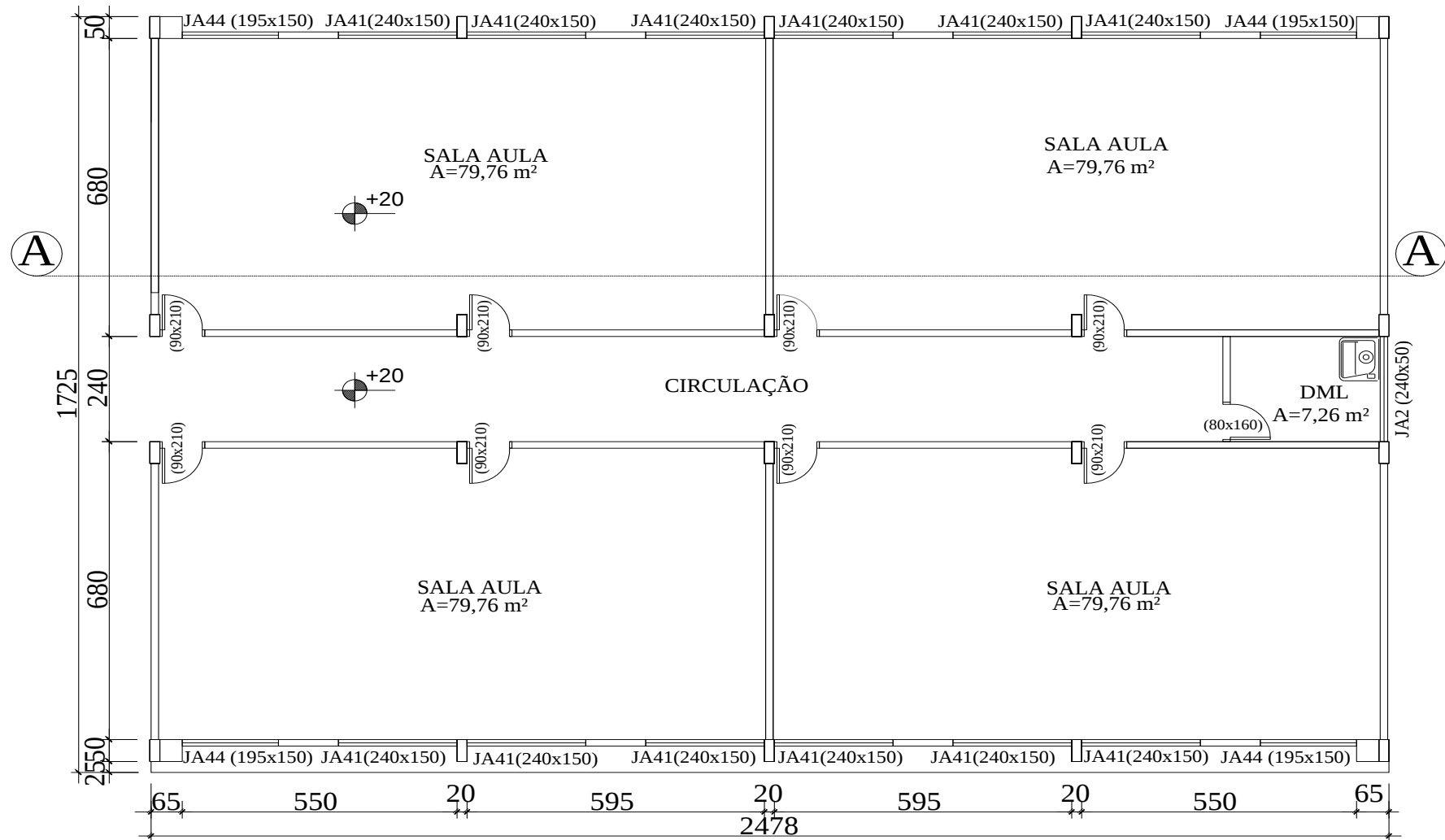
Fonte: Autora (2018).

A.2 – Planta baixa pavimento térreo (dimensões em centímetros, sem escala)



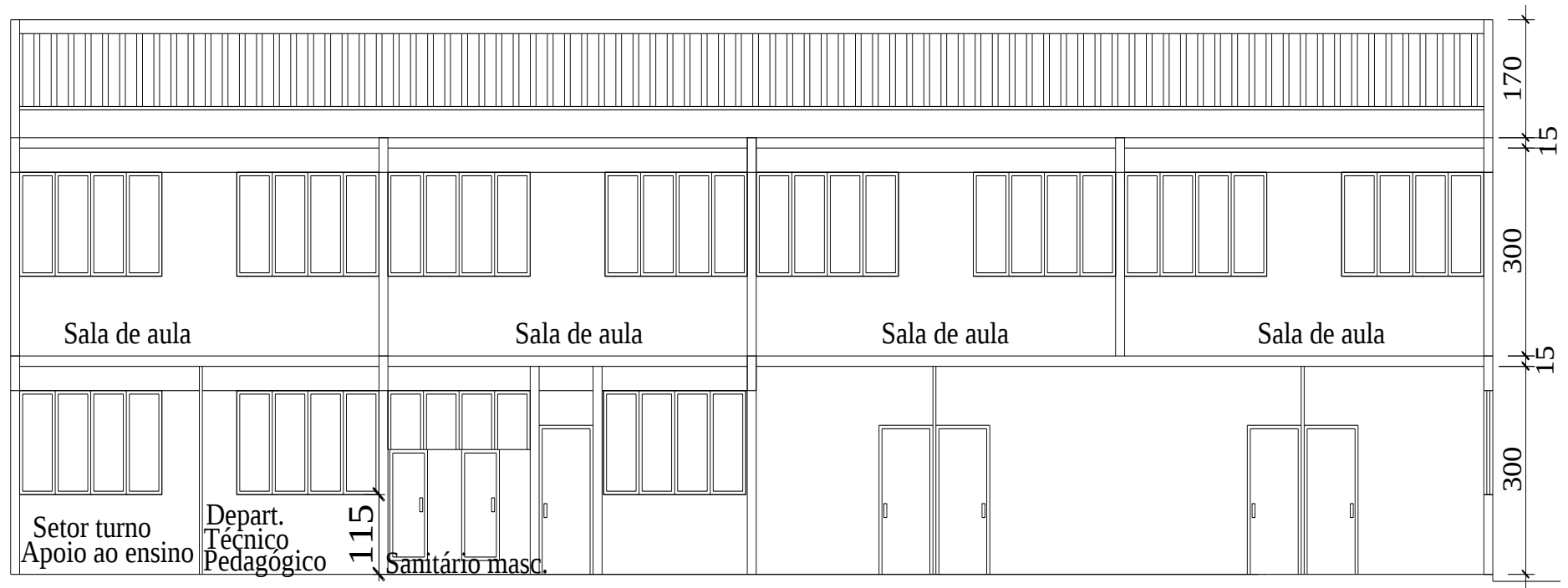
Fonte: Adaptado do projeto original (2018).

A.3 – Planta baixa pavimento superior (dimensões em centímetros, sem escala)



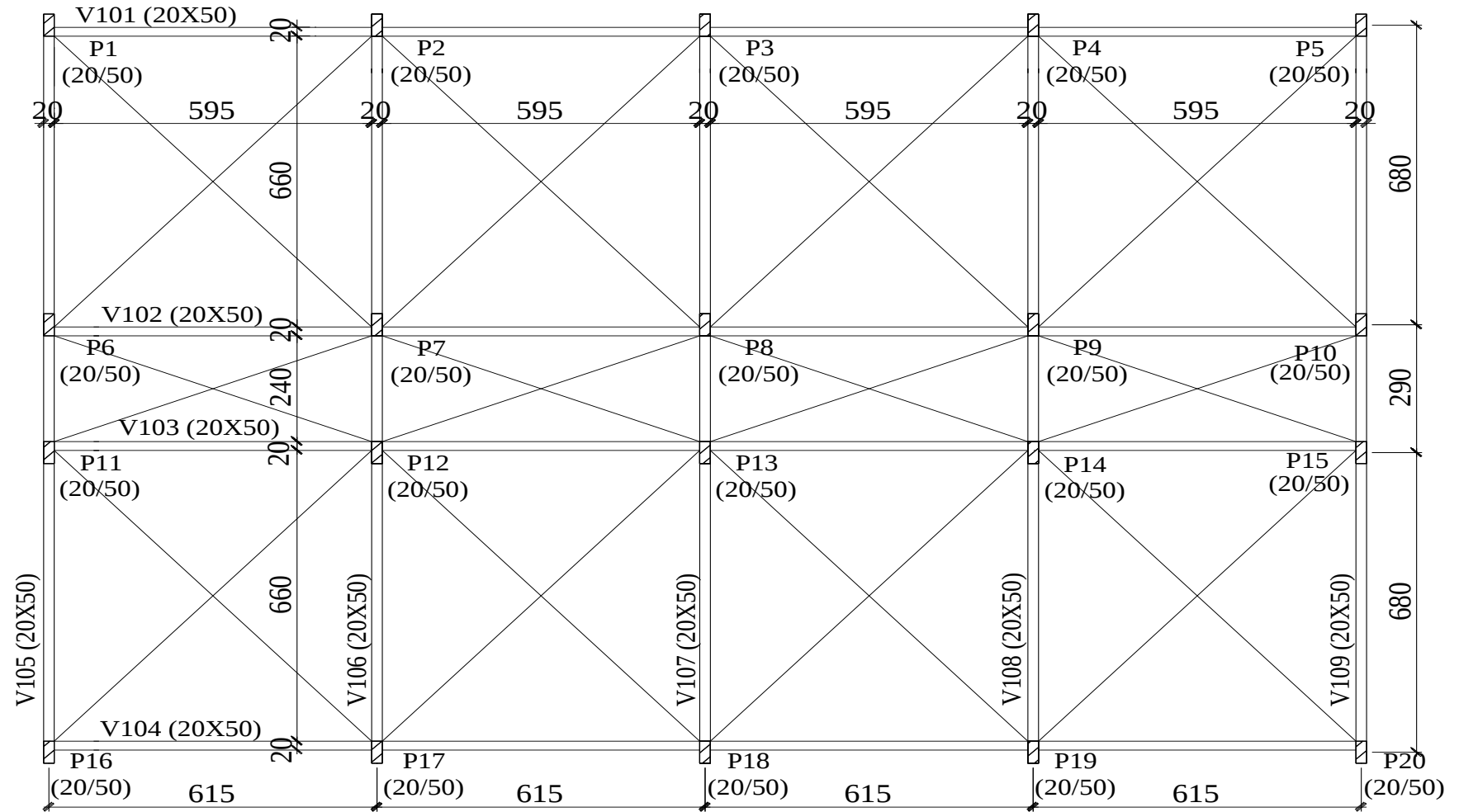
Fonte: Adaptado do projeto original (2018).

A.4 – Corte AA estudo de caso (dimensões em centímetros, sem escala)



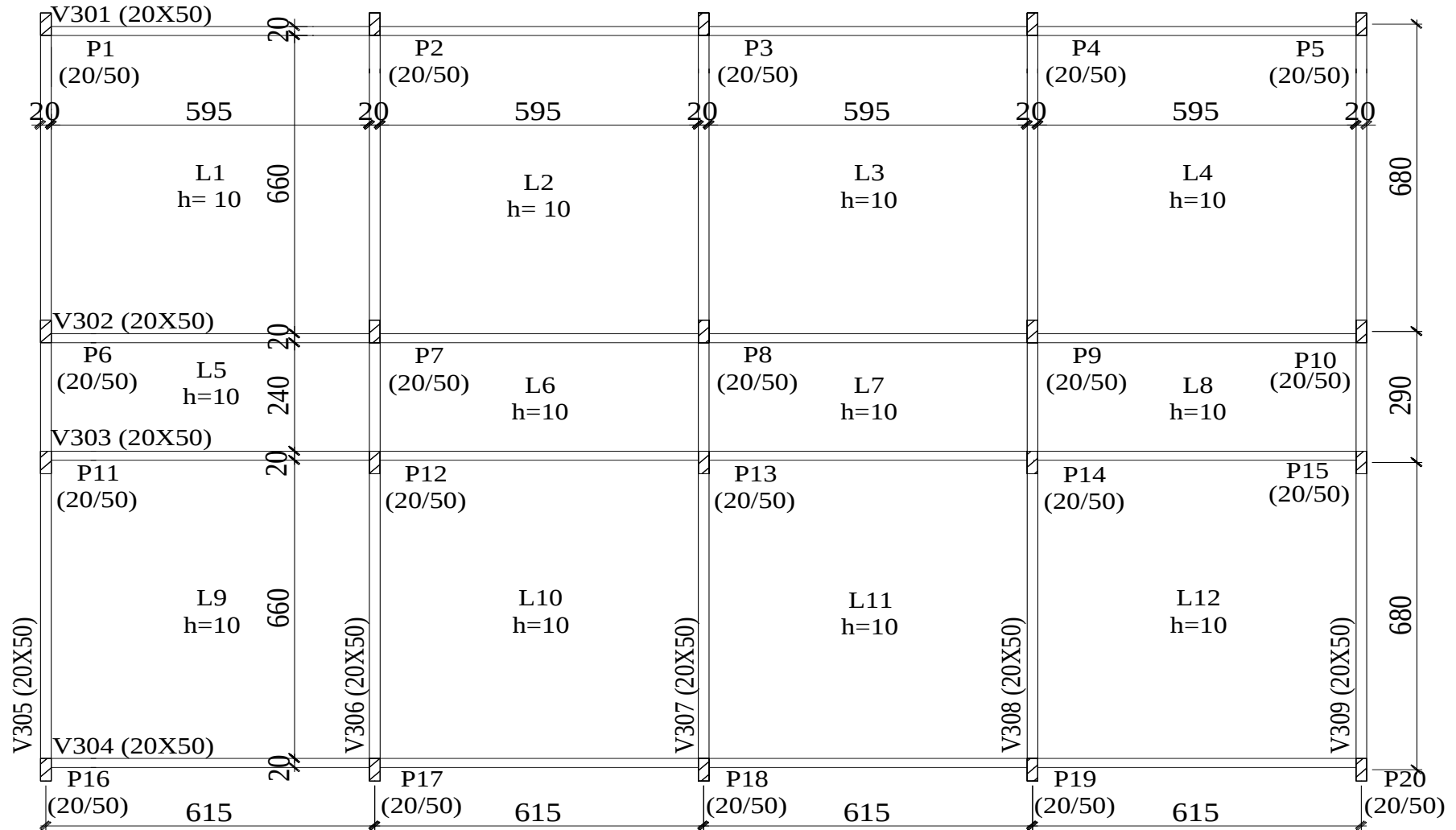
Fonte: Adaptado do projeto original

A. 5 – Planta de forma fundação (dimensões em centímetros, sem escala)



Fonte: Autora (2018).

A.6 – Planta de forma cobertura (dimensões em centímetros, sem escala)



Fonte: Autora (2018).