UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL

RODRIGO JUNIOR DA MOTTA CAMICIA

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS COM MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTES TIPOS DE LAJES E INCLUSÃO DE NÚCLEOS RÍGIDOS

PATO BRANCO
2017

RODRIGO JUNIOR DA MOTTA CAMICIA

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS COM MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTES TIPOS DE LAJES E INCLUSÃO DE NÚCLEOS RÍGIDOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de mestre.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Augusto Aparecido Gomes
Co-orientadora: Profª. Dra. Paôla Regina Dalcanal

PATO BRANCO

2017

C183a Camicia, Rodrigo Junior da Motta
Análise da estabilidade global de edifícios com múltiplos pavimentos em concreto armado com diferentes tipos de lages e inclusão de núcleos rígidos. / Rodrigo Junior da Motta Camicia. -- 2017.
106 f. : il. ; 30 cm.
Orientador: Prof. Dr. Francisco Augusto Aparecido
Co-orientador: Profª. Drª. Paola Regina Dalcanal
Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Programa de Mestrado Profissional em Matemática em Rede Nacional. Pato Branco, PR, 2017.
Bibliografia: f. 103 – 106.
1. Estabilidade Global. 2. Estruturas. 3. Concreto Armado. 4. Núcleos rígidos. I. Aparecido,Francisco Augusto, orient. II. Dalcanal, Paola Regina, co-orient. III. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Programa de Mestrado Profissional em Matemática em Rede Nacional. IV. Título. CDD (22.ed.) 624

Ficha Catalográfica elaborada por
Maria Juçara Vieira da Silveira CRB9/1359
Biblioteca da UTFPR Campus Pato Branco

Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Pato Branco
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

TERMO DE APROVAÇÃO Nº 14

Título da Dissertação

"Análise Da Estabilidade Global De Edifícios Com Múltiplos Pavimentos Em Concreto Armado Com Diferentes Tipos De Lajes E Inclusão De Núcleos Rígidos."

"

Autor

Rodrigo Junior da Motta Camicia

Esta dissertação foi apresentada às 13h3-mim do dia 12 de dezembro de 2017, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL– Linha de pesquisa em Materiais E Engenharia De Estruturas, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. O autor foi arguido pela Banca Examinadora abaixo assinada, a qual, após deliberação, considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Francisco Augusto Aparecido Gomes
UTFPR/PB
Presidente

Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias
UTFPR/PB
Examinador

Profa. Dra. Renata Machado Soares
UFG/GO
Examinador

Visto da Coordenação

Prof. Dr. Ney Lyzandro Tabalipa
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil- PPGEC

O Termo de Aprovação assinado encontra-se na Coordenação do PPGEC

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, minha mãe Maristela, irmãos Ricardo e Rafaela e minha namorada Dierli, que são as pessoas que servem de base sólida em minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, minha mãe Maristela da Motta, por todo apoio, educação, conselhos e amor que me deu em minha vida.

A minha namorada Dierli Maschio, que acompanha todo meu caminho com paciência e compreensão sem deixar que eu desanime e me apoiando inteiramente em todo meu caminho acadêmico.

Aos meus irmãos Rafaela Camicia e Ricardo Camicia, por sempre servirem de exemplo em minha vida e pelo apoio em todo momento.

Aos meus orientadores e professores Dr. Francisco Gomes e Dra. Paôla Dalcanal pela orientação, conselhos e constribuições durante o período deste trabalho e por toda atenção e paciência que tiveram em suas orientações.

Aos meus colegas de dissertação Erli Zortea, Fabrício Balestrin e Pedro Leirias pela amizade e companheirismo em todos os momentos.

Agradeço à Capes, ao PPGEC e ao CNPQ.

O primeiro autor gostaria de agradecer à Capes pelo auxílio financeiro, na forma de bolsa de mestrado relacionado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, câmpus de Pato Branco. Os autores gostariam de agradecer à Fundação Araucária de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo suporte financeiro concedido: Projeto de Pesquisa 314/2014.

Agradeço à todos que de alguma forma contribuíram, quero deixar meus sinceros agradecimentos.

“Ninguém está apto para criar nada de novo! Tudo é um plágio! Mesmo as grandes inovações, no fundo, são cópias! A nossa mente somente está preparada para criar algo a partir de situações já vivienciadas e armazenadas em nosso cérebro!”

Eng. Augusto Carlos de Vasconcelos.

RESUMO

CAMICIA, Rodrigo Junior da Motta. Análise da estabilidade global de edifícios com múltiplos pavimentos em concreto armado com diferentes tipos de lajes e inclusão de núcleos rígidos. 2017. Dissertação – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2017.

A utilização de diferentes tipos de lajes na execução de prédios altos vem crescendo muito nos últimos anos no mercado brasileiro. A tênděncia dos edifícios terem uma arquitetura arrojada e esbelta, trazem para a engenharia o desafio de executar uma estrutura com diferentes modelos e métodos executivos, e como consequencia surgem as dificuldades em garantir a estabilidade global das edificações. A escolha do tipo de laje e a inclusão de um núcleo rígido em estruturas de um edifício de múltiplos pavimentos é uma escolha importante, sendo que análise de estabilidade global de edificações são, diretamente, influenciadas por essa escolha. A avaliação da estabilidade global de estruturas de concreto armado, normatizada pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, é realizada através dos parâmetros de estabilidade global parâmetro α (alfa) e coefiente γz (Gama Z), além do processo iterativo P-Delta. Nesta pesquisa buscou-se estudar a estabilidade global em edificações de múltiplos pavimentos com diferentes tipos de lajes e inclusão de núcleos rigidos, para a modelagem foi utilizado o programa comercial CAD/TQS. Os resultados evidenciaram que a estrutura com laje maciça se mostrou mais rígida comparada a estruturas com laje pré-fabricada e laje nervurada, obtendo menores valores de coefiente Gama Z e a inclusão do núcleo rígido aumentou, consideravelmente, a rigidez de todas as estruturas analisadas.

Palavras-chaves: Estabilidade Global, Estruturas, Lajes, Concreto Armado, Núcleos Rígidos.

ABSTRACT

The use of different types of slabs in the execution of high buildings has been increasing a lot in recent years in the Brazilian market. The buildings have a bold and slender architecture, they bring to the engineering the challenge of executing a structure with different models and executive methods, and as a consequence arise the difficulties in guaranteeing the overall stability of the buildings. The choice of slab type and the inclusion of a rigid core in multi-floor building structures is an important choice, and global stability analysis of buildings are directly influenced by this choice. The evaluation of the global stability of reinforced concrete structures, normalized by the Brazilian standard ABNT NBR 6118: 2014, is performed through the global stability parameters parameter α (alpha) and coefficient γz (Range Z), in addition to the iterative P-Delta process. In this research, we tried to study the global stability in multi-floor buildings with different types of slabs and inclusion of rigid cores. For the modeling, the commercial CAD / TQS program was used. The results showed that the structure with solid slab was more rigid compared to structures with prefabricated slab and ribbed slab, obtaining lower values of Coefiente Gama Z and the inclusion of the rigid core considerably increased the rigidity of all structures analyzed.

Keywords: Global Stability, Structures, Slabs, Armed Concrete, Rigid Cores.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Esquema estrutural de um edifício alto: 1) Perspectiva esquemática; 2) Estrutura verticalmente indeformada; 3) Edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local dos pilares centrais inferiores 24
Figura 2 - Análise linear de pórtico 25
Figura 3 - Análise não-linear de pórtico 25
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) Linear; (b) Não-linear 26
Figura 5 - Diagrama momento-curvatura. 27
Figura 6 - Diagrama normal-momento-curvatura 27
Figura 7 – Reações na barra vertical indeformada. 30
Figura 8 - Reações na barra vertical deformada. 30
Figura 9 - Cargas fictícias (H′) em edifícios de múltiplos andares 38
Figura 10 – Deslocamento dos pavimentos 39
Figura 11 - Deslocamentos horizontais entre os pavimentos. 39
Figura 12 - Esquema de forças (a) e horizontais (b) 40
Figura 13 – Fator topográfico S_1 44
Figura 14 - Parâmetros Meteorológicos para o Fator S_2 47
Figura 15 - Fator S_2. 48
Figura 16 - Valores mínimos do fator S_3. 49
Figura 17- Planta Baixa do pavimento tipo do Edifício 01 54
Figura 18 – Perspectiva 3D do Edifício 55
Figura 19 - Pórtico Espacial ELU, cargas horizontais na direção 0º - 180° 56
Figura 20 - Pórtico Espacial ELU, deslocamentos horizontais na direção 0º- 180º 57
Figura 21 - Corte esquemático, Carga horizontais, verticais e deslocamentos na direção 0º- 180º 57

Figura 22 - Planta de forma do pavimento tipo do Edifício 1 60
Figura 23 - Visualização em 3D do pórtico do Edifício 01..... 61
Figura 24 - Direção e sentido dos casos simples de vento para o edifício 01 62
Figura 25 - Planta Baixa do pavimento tipo do Edifício 1.1 64
Figura 26 - Planta baixa pavimento tipo da arquitetura..... 69
Figura 27 – Corte Esquemático Edifício 02 71
Figura 28 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.1..... 72
Figura 29 - Vista em perspectiva do edifício 2.1..... 73
Figura 30 - Vista em perspectiva do edifício 2.1, mostrando as lajes maciças 73
Figura 31 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.2..... 77
Figura 32 - Vista em perspectiva do edifício 2.2..... 78
Figura 33 - Vista em perspectiva do edifício 2.2, mostrando as lajes maciças e núcleo rígido . 78
Figura 34 – Planta de forma pavimento tipo edificação 2.3..... 81
Figura 35 - Vista em perspectiva do edifício 2.3..... 82
Figura 36 - Vista em perspectiva do edifício 2.3, mostrando as lajes maciças 82
Figura 37 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.4..... 85
Figura 38 - Vista em perspectiva do edifício 2.4..... 86
Figura 39 - Vista em perspectiva do edifício 2.4, mostrando as lajes treliçadas e núcleo rígido86
Figura 40 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.5..... 89
Figura 41 - Vista em perspectiva do edifício 2.5..... 90
Figura 42 - Vista em perspectiva do edifício 2.5, mostrando as lajes nervuradas..... 90
Figura 43 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.6..... 92
Figura 44 - Vista em perspectiva do edifício 2.6..... 93
Figura 45 - Vista em perspectiva do edifício 2.6, mostrando as lajes nervuradas e núcleo rígido
..... 93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características do EDIFÍCIO 1 51

Tabela 2 - Características do EDIFÍCIO 1 51

Tabela 3 - Características doEDIFÍCIO 02 52

Tabela 4 - Características do EDIFÍCIO 2 52

Tabela 5 - Resultados da análise do Edifício 01 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 62

Tabela 6 - Resultados da análise do Edifício 1.1 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 64

Tabela 7- Resultados da análise do Edifício 1.2 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 66

Tabela 8 - Resultados da análise do Edifício 1.3 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 66

Tabela 9 - Resultados da análise do Edifício 1.4 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 67

Tabela 10 - Gama Z dos Edifícios estudados para os casos de carregamento de vento na direção +X e +Y 68

Tabela 11 - Resultados da análise do Edifício 2.1 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 74

Tabela 12 - Combinações ELU para os casos de vento na direção X e Y..... 75

Tabela 13 - Resultado da análise do edifício 2.1 para as combinações 10,11,12 e 13 75

Tabela 14 - Resultado da análise do edifício 2.1 para as combinações 14,15,16 e 17 75

Tabela 15 - Resultados da análise do Edifício 2.2 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 79

Tabela 16 - Resultado da análise do edifício 2.2 para as combinações 10,11,12 e 13 79

Tabela 17 - Resultado da análise do edifício 2.1 para as combinações 14,15,16 e 17 80
Tabela 18 - Resultados da análise do Edifício 2.3 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 83
Tabela 19 - Resultado da análise do edifício 2.3 para as combinações 10,11,12 e 13 83
Tabela 20 - Resultado da análise do edifício 2.3 para as combinações 14,15,16 e 17 84
Tabela 21 - Resultados da análise do Edifício 2.4 para os casos de carregamento de vento na direção X eY 87
Tabela 22 - Resultado da análise do edifício 2.4 para as combinações 10,11,12 e 13 87
Tabela 23 - Resultado da análise do edifício 2.4 para as combinações 14,15,16 e 17 88
Tabela 24 - Resultados da análise do Edifício 2.5 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y 90
Tabela 25 - Resultado da análise do edifício 2.5 para as combinações 10,11,12 e 13 91
Tabela 26 - Resultado da análise do edifício 2.5 para as combinações 14,15,16 e 17 91
Tabela 27 - Resultados da análise do Edifício 2.6 para os casos de carregamento de vento na direção X eY 94
Tabela 28 - Resultado da análise do edifício 2.6 para as combinações 10,11,12 e 13 94
Tabela 29 - Resultado da análise do edifício 2.6 para as combinações 14,15,16 e 17 95
Tabela 30 - Resultado da análise do edifício 2 sem núcleo rígido 96
Tabela 31 - Resultado da análise do edifício 2 com inclusão de núcleo rígido..... 97

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Valores de Gama Z 68

Gráfico 2 - Valores de Gama Z e P-Delta do Edifício 2..... 99

LISTA DE ABREVIATURAS

PPGEC - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 18

1.1 OBJETIVOS 21

1.1.1 Objetivo Geral 21

1.1.2 Objetivos Específicos 21

1.2 JUSTIFICATIVA 21

2 REVISÃO TEÓRICA 23

2.1 ESTABILIDADE ESTRUTURAL 23

2.1.1 Análise Não-Linear 24

2.1.2 Não-Linearidade Física 26

2.1.3 Não-Linearidade Geométrica 29

2.2 ESTABILIDADE GLOBAL 31

2.2.1 Parâmetros de Estabilidade e Efeitos de Segunda Ordem 31

2.2.2 Parâmetro de Instabilidade Alfa (α) 32

2.2.3 Coeficiente Gama Z ($\boldsymbol{\gamma z}$) 34

2.2.4 Processo P-Delta (P-Δ) 37

2.2.4.1 Método da Carga Lateral Fictícia 37

2.2.4.2 Processo P-Delta no Software CAD/TQS 40

2.3 AÇÕES DO VENTO NAS ESTRUTURAS 42

2.3.1 Determinação da Velocidade do Vento 42

2.3.1.1 Fator Topográfico S1 43

2.3.1.2 Fator de Rugosidade do Terreno e Dimensões da Edificação S2 44

2.3.1.3 Fato Estatístico S3 48

2.3.2 Força de Arrasto e Coeficiente de Arrasto 49

3 METODOLOGIA 50

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 54

4.1 COMPARATIVO DO MÉTODO DO COEFICIENTE GAMA Z COM SOFTWARE CAD/TQ 54

4.2 EDIFICÍO 01 59

4.3 EDIFÍCIO 02 68

4.3.1 Edifício 2.1 – Laje Maciça 71

4.3.2 Edifício 2.2 – Laje Maciça com Núcleo Rígido 76

4.3.3 Edifício 2.3 - Laje Treliçada 81

4.3.4 Edifício 2.4 – Laje Treliçada com Núcleo Rígido 84

4.3.5 Edifício 2.5 – Laje Nervurada 88

4.3.6 Edifício 2.4 – Laje Nervurada com Núcleo Rígido 91

4.4 SÍNTESE DOS RESULTADOS 95

4.4.1 Modelos Sem Núcleo Rígido 95

4.4.2 Modelos Com Núcleo Rígido 97

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 101

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 103

1. INTRODUÇÃO

Seja nas últimas décadas como nos dias atuais, vivencia-se uma verdadeira revolução na área da engenharia estrutural, é um fato incontestável que novas tecnologias são introduzidas a cada dia na execução de obras.

Esses avanços tem um papel importantíssimo na engenharia estrutural, influenciando de forma direta e significativa na maneira como os projetos estruturais de edifícios de concreto armado são elaborados.

Com o crescimento atual nos centros urbanos, se tem uma elevada demanda por construções esbeltas e com arquiteturas desafiadoras, que utilizam menos espaços físicos de terrenos, trazendo consigo desafios para a engenharia.

Nesse contexto, se tratando de engenharia estrutural, a busca por edifícios de múltiplos pavimentos traz uma demanda de cálculos e análises complexas para os engenheiros estruturais sobre estabilidade de edifícios.

As estruturas, mesmo as mais simples, estão sempre sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais decorrentes, principalmente, por efeito de ventos. No caso de estruturas de grande altura ou que têm alta relação entre altura e maior dimensão em planta, estes efeitos se tornam mais importantes e podem, inclusive, desencadear situações de instabilidade do edifício (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014 (Assossiação Brasileira de Normas Técnicas da Norma Brasileira 6118 de 2014 que trata de projeto de estruturas de concreto – Procedicmentos), as estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que, sob as condições ambientais previstas e respeitadas, as condições de manutenção

preventiva especificadas no projeto conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um periodo prefixado de tempo, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

Conforme Carvalho e Pinheiro (2009), os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem deformações, são chamados efeitos de primeira ordem. Aqueles advindos da deformação da estrutura são chamados de efeitos globais de segunda ordem. A consideração dos efeitos de segunda ordem conduz à não-linearidade entre as ações e deformações; essa não-linearidade, devido sua origem, é chamada de não-linearidade geométrica. O efeito causado pela fissuração e fluência do concreo que levam a não-linearidade física.

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

Segundo Alves et al (2016), a não linearidade física advém de que o concreto armado é composto de variados tipos de materiais com diferentes características, formando um material anisotrópico, heterogêneo, com módulo de elasticidade variado na curva do diagrama de tensão-deformação.

Segundo Kimura (2007), não é somente a não-linearidade física que gera um comportamento não-linear à estrutura. A não-linearidade geométrica também gera uma resposta não linear, em razão das mudanças de geometria dos elementos estruturais a medida que um carregamento é aplicado.

Contextualizando o assunto Alves et al (2016), trazem em seu estudo que, mesmo uma estrutura contendo um material linear, essa mesma estrutura pode apresentar um

comportamento não-linear ao sofrer grandes deslocamentos. Tal fato é explicado pela deformação lateral de um componente estrutural que gera momentos fletores adicionais, devido à nova posição do esforço vertical.

Para criar condições mais simples de cálculo, costuma-se definir estruturas de nós fixos e de nós móveis. Definem-se estruturas de nós fixos como aquelas em que os deslocamentos horizontais dos nós e os efeitos globais de segundar ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem). Estruturas de nós móveis são definidas como aquelas em que os deslocamentos horizontais e os efeitos globais de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). (ABNT NBR 6118:2014).

Segundo Franco e Vasconcelos (1991), a avaliação da estabilidade global de edificios pode ser realizada mediante os métodos chamados parâmetros de estabilidade. Alguns deles podem avaliar a estabilidade da obra e estimar o efeito de segunda ordem, esses parâmetros são normatizados e conhecidos como parâmetro Alfa (α) e coeficiente Gama Z (γz), além desses parâmetros também existe o método refinado do processo P-Delta (P-Δ).

Dessa forma, esse trabalho estrutura-se em: Capítulo 1, onde se contextualiza o assunto e apresenta-se a justificativa, os objetivos geral e específicos do trabalho; Capítulo 2, apresentando a revisão bibliográfica do tema; Capítulo 3, onde são descritos os materiais e métodos empregados na pesquisa; Capítulo 4, no qual apresenta-se o resultados e a síntese dos resultados; Caítulo 5, feitas as considerações finais, recomendações de futuros estudos na área e, posteriormente, são apresentadas referências bibliográficas utilizadas para o trabalho.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo Geral

Analisar a estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado com diferentes tipos de lajes e a consideração ou não de núcleo rígido, por meio dos parâmetros de estabilidade contidos na ABNT NBR 6118:2014.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Analisar a influência dos carregamentos horizontais e verticais na estabilidade global de uma estrutura em concreto armado.

- Analisar a influência dos diferentes tipos de laje em concreto armado na estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos.

- Analisar a influência na estabilidade global, com a inclusão de núcleos rígidos, em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado.

1.2. Justificativa

Na concepção de estruturas deve-se levar em consideração diversos fatores que afetam sua segurança e estabilidade como por exemplo, ações verticais, ações horizontais, concepção do sistema estrutural e elementos estrutuais, materiais utilizados e diferentes métodos de execução.

Para Kimura (2007), os diferentes modelos estruturais e suas analises tem por objetivo se tornarem o mais próximo da realidade e aplicáveis na prática, sendo que os modelos atuais estão longe de serem perfeitos para traduzirem a realidade de forma exata.

Em relação a sistemas estruturais utilizados no brasil, o concreto armado é o mais encontrado nas edificações, porém existe uma variedade de formas executivas para o sistema variando principalmente o tipo de laje e inclusão de núcleos de rigidez em estruturas.

O presente trabalho tem como principal temática a influência dos diferentes tipos de lajes e inclusão de núcleo rígido na estabiliade global de um edífício com multiplos pavimentos, comparando os parâmetros de estabilidades coeficiente Gama Z, parâmetro de instabilidade alfa e processo P-Delta.

A fim de avaliar a influência das lajes e núcleos rígidos em estruturas, serão elaborados modelos computacionais de edifícios fictícios com o sistema comercial CAD/TQS para estruturas com tipologias diferentes, variando as lajes e a inclusão de núcleo rígido.

A partir da variação dos parâmetros de modelagem, tais como; geometria e locação de pilares, espessura e tipo de lajes, coeficiente redutor de inércia para consideração das não-linearidades físicas dos elementos, inclusão de núcleo rígido, cargas verticais e horizontais, entre outros, busca-se analisar a influência de tais variáveis na estabilidade global da edificação, comparando os parâmetros de instabilidade coeficiente Gama Z e Processo P-Delta para cada caso, previstos na norma brasileira na ABNT NBR 6118:2014 trazendo assim, embasamento para engenheiros da área de estruturas, na escolha da modelagem de edifícios.

Dessa forma, a importância desse estudo baseia-se em trazer indicações mais claras a respeito de estabilidade global em uma estrutura de concreto armado, trazendo conceitos de não-linearidade física e geométrica e como tais características não-lineares afetam uma estrutura. Também busca-se, trazer embasamento para futuros projetistas na área de projetos estruturais sobre qual efeito da escolha do tipo de laje para uma obra, bem como qual efeito de um núcleo rígido de grande rigidez nesse tipo de estrutura.

2. REVISÃO TEÓRICA

Nesse capítulo, serão apresentados conceitos fundamentais sobre estabilidade estrutural e os parâmetros utilizados para sua verificação, tratando também dos efeitos da não-linearidade física dos materiais e não-linearidade geométrica de uma edificação. Também, será abordado detalhadamente como são definidos o parâmetro de instabilidade alfa, coeficiente Gama Z e processo iterativo P-Delta.

2.1. Estabilidade Estrutural

As deformações existentes nas estruturas permitem calcular os efeitos de segunda ordem que, de acordo com o item 15.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, podem ser divididos em efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem.

A Figura 1 apresenta as possibilidades de instabilidade que podem ser causadas por cada uma das duas primeiras situações.

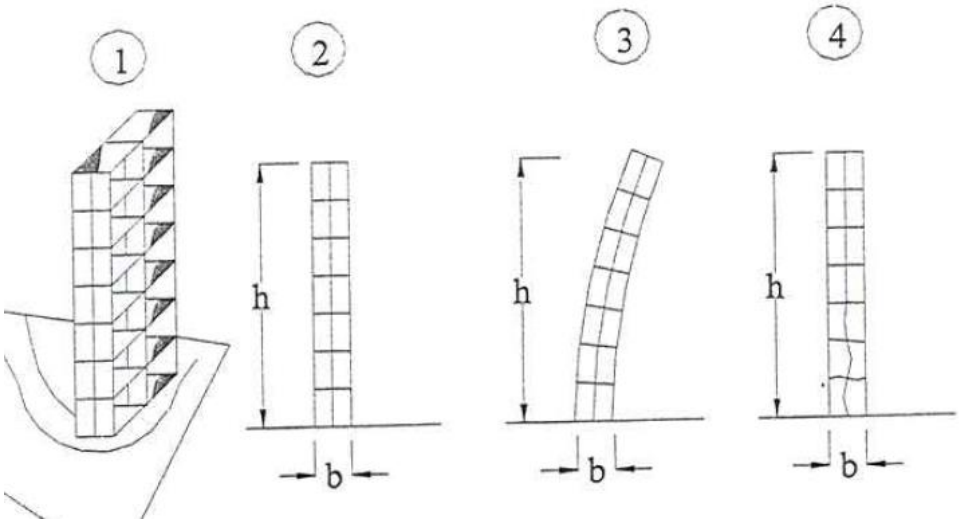

Figura 1- Esquema estrutural de um edifício alto: 1) Perspectiva esquemática; 2) Estrutura verticalmente indeformada; 3) Edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local dos pilares centrais inferiores

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), verifica-se a partir da Figura 1 que teoricamente as situações nos casos 2, 3 e 4 devem ser verificadas e, preferencialmente, considerando a não-linearidade geométrica e física e também o comportamento tridimensional da estrutura. Para efeito de cálculo separa-se o problema entre estabilidade global e estabilidade local, sendo esse trabalho focado na problemática da estabilidade global referente ao caso 3 da Figura 1.

2.1.1. Análise Não-Linear

Para Kimura (2007), uma análise não-linear é um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento não-linear, isto é, desproporcional à medida que um carregamento é aplicado. Diferente do que acontece na análise linear como mostra a Figura 2.

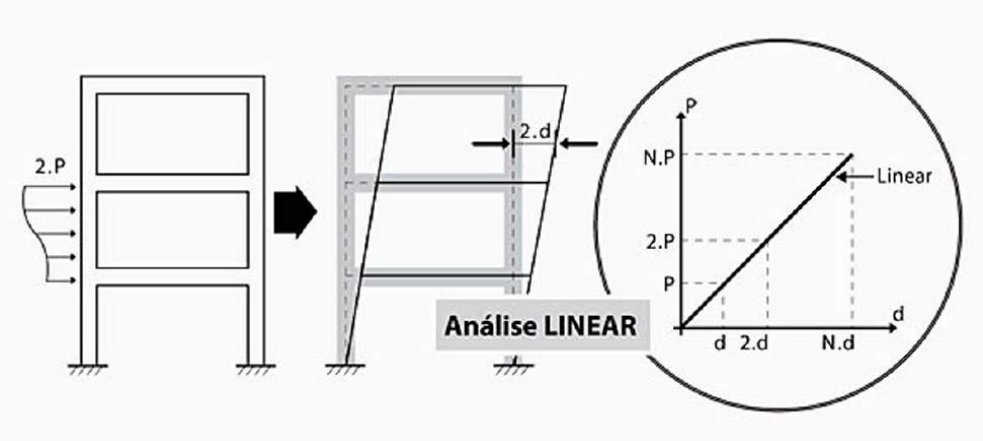

Figura 2 - Análise linear de pórtico

Fonte: Kimura, 2007

Verifica-se a partir da Figura 2, que uma estrutura com análise linear possui deslocamentos proporcionais ao acréscimo de carga, sendo que a resposta do pórtico tem comportamento linear.

Kimura (2007) afirma que se fosse efetuada uma análise não-linear os deslocamentos resultantes não seriam proporcional ao acréscimo de carga, assim a resposta da estrutura em termos de deslocamentos teria um comportamento não-linear à medida que o carregamento fosse aplicado (Figura 3).

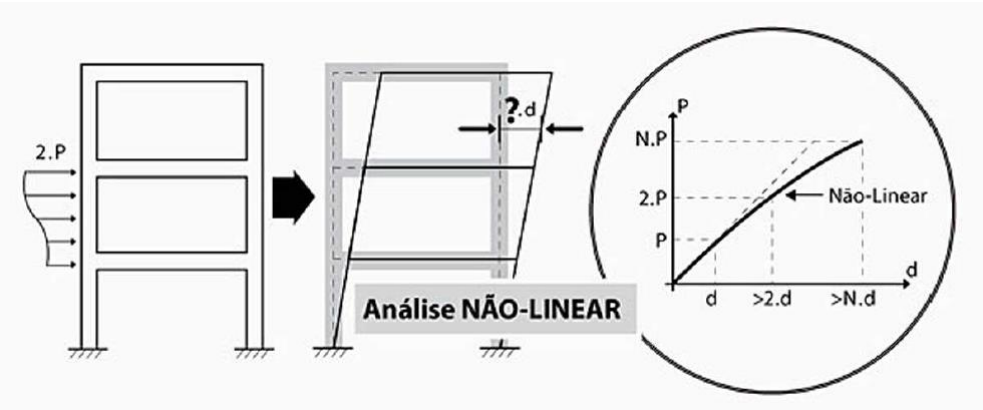

Figura 3 - Análise não-linear de pórtico

Fonte: Kimura, 2007

Percebe-se que na análise linear como mostra a Figura 2 o gráfico de cargas por deslocamentos é linear e o gráfico da Figura 3 se trata de uma curva, trazendo assim uma análise não-linear.

Kimura (2007), assim como Carvalho e Pinheiro (2009), explicam que esse comportamento não-linear em uma estrutura é causado, basicamente, por dois fatores principais. A medida que um carregamento é aplicado ocorre uma alteração das propriedades dos materiais que compõem a estrutura, designada “não-linearidade física” (NLF), e também a alteração da geometria da estrutura, designada “não-linearidade geométrica” (NLG).

2.1.2. Não-Linearidade Física

Segundo Alves et al (2016), a não linearidade física advém de que o concreto armado é composto de variados tipos de materiais com diferentes características, formando um material anisotrópico, heterogêneo, com módulo de elasticidade variado na curva do diagrama de tensão-deformação. (Figura 4)

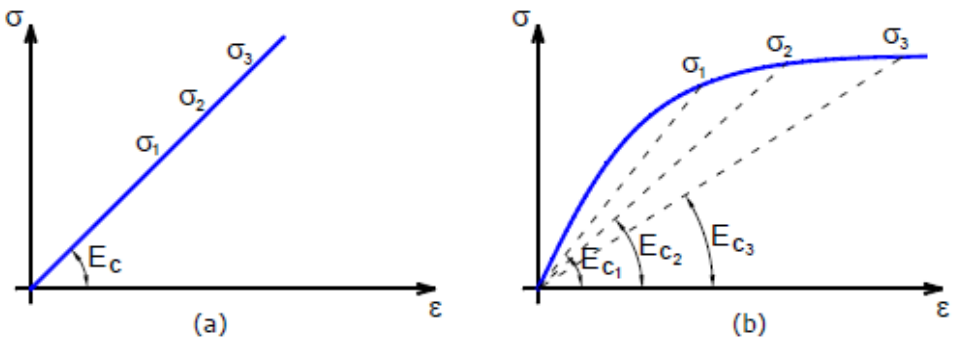

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) Linear; (b) Não-linear
Fonte: Moncayo, 2011

Assim, percebe-se que o módulo de elasticidade não é constante ou único, Moncayo (2011), comenta que no dia a dia do projetista a análise da estrutura não é baseada em tensões

como na Figura 4, sendo usualmente realizada baseada em diagramas de momentos fletores, cortantes e normais. Por isso é possível utilizar o diagrama momento-curvatura como mostra a Figura 5 e diagrama normal-momento-curvatura na Figura 6 para análise não-linear para cáculo de flechas e elementos submetidos a esforço normal.

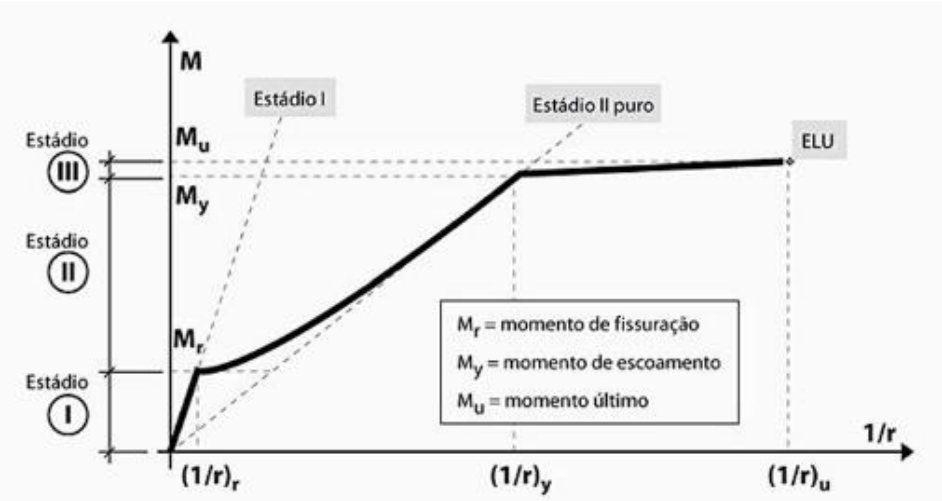

Figura 5 - Diagrama momento-curvatura.

Fonte: Kimura, 2007

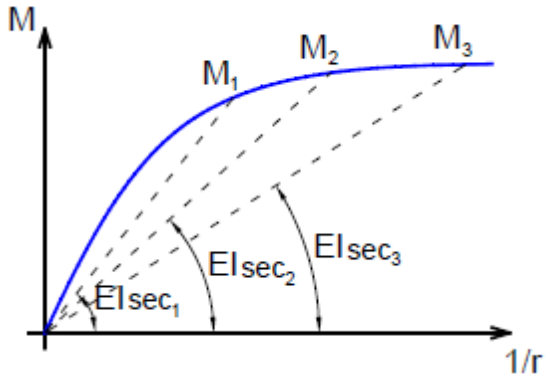

Figura 6 - Diagrama normal-momento-curvatura

Fonte: Moncayo, 2011

Também, contextualizando o assunto Alves e Feitosa (2015), dizem que a diferença entre a capacidade de resistir a esforços de compressão e tração do concreto, leva os

engenheiros a trabalharem com esse material fora dos limites de proporcionalidade elástica. Ocorre que na prática de projetos estruturais que o concreto estõ submetidos a esforços de tração superiores ao que resistem, sofrendo rupturas por tração e por esta configuração dito fissurado.

Segundo Pinto et al (2005), as considerações necessárias para NLF podem se tornar uma tarefa trabalhosa e complexa de ser implementada em um projeto estrutural de grande porte. Isso porque, geralmente, emprega-se nesse tipo de análise um procedimento incremental e iterativo no qual, para cada nível de carregamento da estrutura, a rigidez dos elementos estruturais é estabelecida a partir das relações constitutivas dos materiais e da disposição da armadura do elemento.

Com o intuito de simplificar a análise de estabilidade global, levando em conta a NLF em uma estrutura, a ABNT NBR 6118:2014 no seu item 15.7.2 traz considerações aproximadas da não-linearidade física, dizendo que, para a análise dos esforços globais de 2º ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não-linearidade física de maneira aproximada. A rigidez dos elementos estruturais é alterada a partir de coeficientes de redução para cada tipo de elemento (vigas, pilares e lajes), de acordo com a influência que este elemento possui para a estabilidade global da estrutura. Esta rigidez reduzida pelo coeficiente é chamada de rigidez efetiva ou rigidez secante.

A ABNT NBR 6118:2014 no item 15.7.3 torna obrigatória a consideração da não-linearidade física e propõe os valores que devem ser adotados para a redução da rigidez dos elementos estruturais, sendo estes:

$$Lajes\ (\mathrm{El})_{\mathrm{sec}} = 0{,}3\ \mathrm{E_{ci}I_c} \tag{1}$$

$$Vigas\ (\mathrm{El})_{\mathrm{sec}} = 0{,}4\mathrm{E_{ci}I_c}\ \text{ para }\ \mathrm{A'_s}\ \neq \mathrm{A_s} \tag{2}$$

$$Vigas\ (\mathrm{El})_{sec} = 0{,}5\mathrm{E_{ci}I_c}\ \text{ para }\ \mathrm{A'_s} = \mathrm{A_s} \quad (3)$$

$$Pilares\ (\mathrm{El})_{sec} = 0{,}8\ \mathrm{E_{ci}I_c} \quad (4)$$

Onde:

- $\mathrm{I_c}$: Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

- $\mathrm{E_{ci}}$: Módulo de deformação tangencial inicial do concreto;

2.1.3. Não-Linearidade Geométrica

Segundo Kimura (2007), a não-linearidade geométrica também gera uma resposta não linear, tal situação é em razão das mudanças de geometria dos elementos estruturais a medida que um carregamento é aplicado.

Contextualizando o assunto Alves et al (2016), trazem em seu estudo que, mesmo uma estrutura contendo um material linear pode apresentar um comportamento não-linear ao sofrer grandes deslocamentos. Tal fato é explicado pela deformação lateral de um componente estrutural que gera momentos fletores adicionais, devido à nova posição do esforço vertical.

Assim, Kimura (2007), explora o tema e diz que durante a graduação do engenheiro a consideração das estruturas, em geral, é em seu estado de equilíbrio das forças resultando em zero. A estrutura é calculada numa situação indeformada, porém esse tipo de análise é distante da realidade de uma estrutura real, que tem seu comportamento deformado devido as ações na edificação. É possível fazer uma análise da estrutura em seu estado deformado, sendo esse tipo de análise denominada “análise de segunda ordem” e seus efeitos são chamados de “efeitos globais de 2ª ordem”.

Moncayo (2011), em seu trabalho traz exemplos de uma barra em seu estado não deformado e suas reações (Figura 7) e compara com a mesma barra sendo submetida a uma análise no estado deformado (Figura 8).

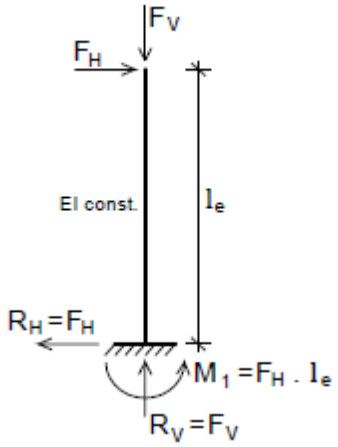

Figura 7 – Reações na barra vertical indeformada.

Fonte: Moncayo, 2011.

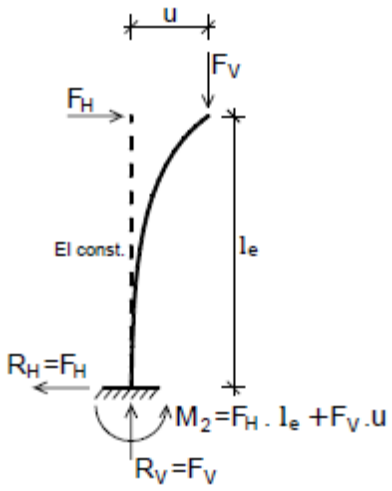

Figura 8 - Reações na barra vertical deformada.

Fonte: Moncayo, 2011.

Nota-se que as Figuras 7 e 8, trazem comportamentos diferentes entre uma e outra, Moncayo (2011), observa que o acréscimo de momento é um efeito de segunda ordem, pois foi

um esforço que surgiu com a análise do esquilíbrio da estrutura em sua posição deformada. Portanto, somente se esse esforço for levado em conta na análise é que a não-linearidade geométrica da estrutura estará sendo considerada.

2.2 Estabilidade Global

Segundo Kimura (2007), um projeto estrutural de qualidade deve garantir que uma estrutura nunca atinja seu estado limite último de instabilidade, isto é, perda de capacidade resistente da estrutura causada pelo aumento das deformações.

Os efeitos de segunda ordem, segundo Kimura (2007), são reais e estão presentes em todas as obras de concreto armado, sendo extremamente importante saber calcular e avaliar a magnitude dos mesmos.

Para avaliação desses efeitos e quando devem ser considerados em uma estrutura, a ABNT NBR 6118:2014 comenta em seu item 15.4.2 que se permite desprezar os efeitos de segunda ordem somente após a constatação de que a magnitude dos mesmos não representa um acrécimo de 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura. Caso contrário é obrigatório que os efeitos de segunda ordem sejam considerados para dimensionamento e verificação de todos os elementos da estrutura.

2.2.1. Parâmetros de Estabilidade e Efeitos de Segunda Ordem

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 em seu item 15.5.1 a avaliação da estabilidade global de edifícios pode ser realizada mediante o cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade. Alguns deles, além de avaliar a estabilidade, podem estimar os efeitos de segunda ordem, sendo os dois citados pela norma como parâmetro de instabilidade α (alfa) e coeficiente γz (Gama Z).

Kimura (2007), explica que as estruturas podem ser consideradas em estruturas de nós fixos e de nós móveis dependendendo da proporção que possuem de momentos de 2º ordem em relação aos de 1º ordem.

A ABNT NBR 6118:2014 especifíca no seu item 15.4.2 que as estruturas são consideradas para efeito de cálculo, de nós fixos, quandos os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, e por decorrência, os efeitos globais de 2º ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1º ordem). Nessa estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2º ordem. As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2º ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1º ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2º ordem globais como os locais e localizados.

Moncayo (2011), diz que duas observações devem ser feitas: as estruturas de nós fixos na realidade não são fixas, ou seja são deslocáveis, mas possuem deslocamentos horizontais muito pequenos, que podem ser desprezados; e as estruturas de nós móveis não são estruturas que se movimentam de forma significativa, mas diferentemente das de nós fixos, seus deslocamentos precisam ser considerados no cálculo dos esforços.

2.2.2. Parâmetro de Instabilidade Alfa (α)

O parâmetro α é um meio para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, porém não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem. Ele foi deduzido em 1967 por Beck e König, baseado na teoria de Euler, e foi definido como parâmetro de instabilidade por Franco (1985).

A estrutura é considerada um meio elástico, e, portanto, não se leva em conta a fissuração dos elementos. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.2, seu valor é calculado pela equação 6:

$$\alpha = H_{tot}.\sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}.I_c)}} \quad (6)$$

Onde:

- H_{tot}: É a altura 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;

- $E_{cs}.I_c$: É 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 de α é comparado a um valor limite α_1, de modo que, se α for menor que α_1, a estrutura é considerada de nós fixos, e se α for maior que α_1, de nós móveis.

Sendo n o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, o valor de α_1 é dado por:

$$\alpha_1 = 0{,}2 + 0{,}1n \qquad \text{se: } n \leq 3 \quad (7)$$

$$\alpha_1 = 0{,}6 \qquad \text{se: } n \geq 4 \quad (8)$$

Esse valor limite α_1= 0,6 prescrito para n ≤ 4 é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares- parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser aumentado para α_1 = 0,7 no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares- parede, e deve ser reduzido para α_1= 0,5 quando só houver pórticos.

Franco (1985), comenta que o parâmetro α não se aplica a estruturas significativamente assimétricas, ou que apresentem deslocamentos horizontais apreciáveis sob ação das cargas verticais.

Na prática do dia-a-dia no ramo de projetos estruturais o parâmetro α é pouco utilizado pela simples classificação das estruturas, comparado ao coeficiente γ_z que, além de poder classificar as estruturas como de nós fixos ou móveis, ainda é capaz de estimar o valor dos momentos de segunda ordem em relação aos de primeira ordem.

2.2.3 Coeficiente Gama Z ($\boldsymbol{\gamma_z}$)

O coeficiente γ_z é um parâmetro que avalia, de forma simples e bastante eficiente, a estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado. Também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem. Esse coeficiente foi criado por Franco e Vasconcelos (1991).

A ABNT NBR 6118:2014 no seu item 15.5.3 trata, especificamente, desse tópico e diz que o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez considerados na não-linearidade física.

Franco & Vasconcelos (1991) dizem que os valores coerentes de γ_z são números entre 1,00 e 1,20, porém a ABNT NBR 6118:2014 estima os limites de γ_z de 1,00 a 1,30, sendo de 1,00 entre 1,10 considerando a estrutura de nós fixos e de 1,10 a 1,30 a estrutura de nós móveis.

Pinto (1997), concluiu em seu trabalho que valores superiores a 1,20 devem ser evitados, e chegou a essa conclusão comparando os valores de γ_z aos resultados obtidos com um método que considera a NLG de maneira mais refinada, através de alterações incrementais na matriz de rigidez.

Na prática as estruturas costumam ser projetadas com um limite de 1,20. Acima desse valor é comum utilizar-se o processo P-Delta, que consiste em uma análise não-linear geométrica e que será estudada em detalhes em um tópico específico. Cabe destacar que o coeficiente γ_z consiste em uma análise linear, que considera de forma aproximada os efeitos da não-linearidade geométrica.

Pode-se relacionar a parte decimal do valor obtido de Gama Z com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura, por exemplo:

1,05 – Efeitos de segunda ordem em torno de 5% dos de primeira;

1,10 – Efeitos de segunda ordem em torno de 10% dos de primeira;

1,15 – Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos de primeira.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.3, o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (5)$$

Onde:

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

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

A ABNT NBR 6118:2014 considera que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1{,}1$, e de nós móveis se $1{,}1 \leq \gamma_z \leq 1{,}3$.

Segundo o item 15.7.2 da ABNT NBR 6118:2014, com o valor de y_z é possível estimar os esforços finais (1ª + 2ª ordem) por uma simples multiplicação dos esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por 0,95. γ_z, sendo válido esse processo somente para $\gamma_z \leq 1{,}3$.

Carmo (1995), concluiu que majorar os esforços horizontais de primeira ordem somente por γ_z é satisfatório, como já havia sido mostrado por Franco e Vasconcelos (1991). Pinto (1997) também concluiu que a majoração somente por γ_z gera resultados satisfatórios até o limite de 1,20.

Para edifícios de alvenaria estrutural, Campoó, Corrêa e Ramalho (2005) concluíram que a majoração por γ_z mostrou-se bastante satisfatória, em comparação com os resultados do processo P- Δ.

Montcayo (2011) sugere em seu trabalho que para edificações com menos de quatro pavimentos, a utilização do parâmetro α para verificação da estabilidade do edifício, e o processo P-Δ para a avaliação do efeito global de segunda ordem.

Segundo a NBR 6118:2014 no seu item 15.3.1 permite que os efeitos de segunda ordem sejam calculados com cargas majoradas por γf/γf3 com posterior complementação dos resultados com γf3, sendo que o valor do coeficiente γf3 pode ser adotado 1,1.

Essa consideração faz com que a formulação do Gama Z apresentada anteriormente sofra uma pequena modificação, como mostra a fórmula a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \text{ x } \frac{1}{\gamma_{f3}}} \tag{10}$$

Kimura (2007) explica que se objetiva com esta formulação suprir da análise dos esforços de segunda ordem, que possui uma resposta não-linear, o fator do coeficiente de segurança que trata aproximações de projeto, de tal forma que os efeitos de segunda ordem calculados sejam um pouco menores, não podendo esquecer, obviamente, de complementá-los com o γf3 para a obtenção do resultado final.

2.2.4 Processo P-Delta (P-Δ)

Os esforços de primeira e de segunda ordem global podem ser obtidos por meio do processo P-Delta. Porém, como ele não é um parâmetro de estabilidade, a avaliação da estabilidade global é realizada após a análise. O P-Delta nada mais é do que um processo de análise não-linear geométrica.

Segundo Lopes (2005), P-Delta é um efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais, ou seja forças na direção longitudinal da peça. Pode-se dizer que é um processo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ). Na literatura, há diversos métodos que levam em conta este processo, tais como: Método de Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa.

Neste trabalho será dada ênfase apenas ao Método da Carga Lateral Fictícia.

2.2.4.1 Método da Carga Lateral Fictícia

Este método também pode ser chamado de P-Δ iterativo. Após a análise de primeira ordem, iniciam-se as iterações até que se chegue numa posição de equilíbrio. A cada iteração obtém-se uma nova força lateral fictícia e, com essa nova força, volta-se a realizar a mesma análise, até atingir a posição de equilíbrio, como foi dito anteriormente. Esse processo pode ser aplicado a edifícios de múltiplos andares, como mostra a Figura 9.

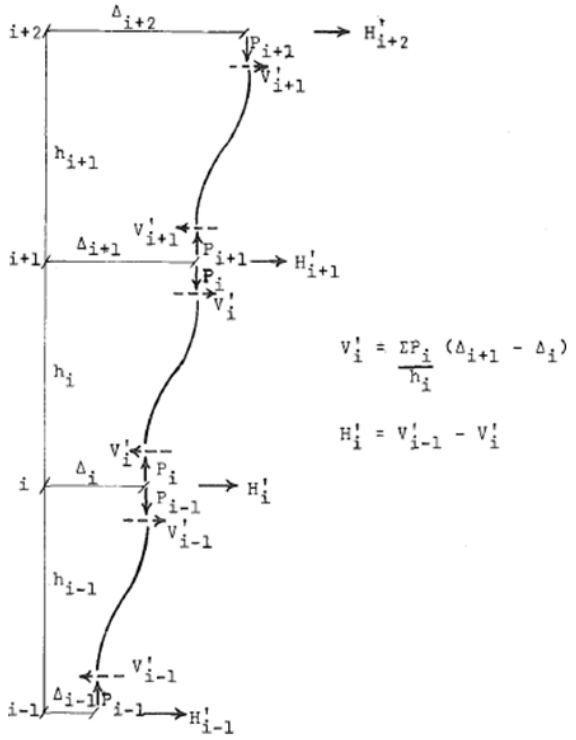

Figura 9 - Cargas fictícias (H′) em edifícios de múltiplos andares

Fonte: Gaiotti, 1989

Para tentar explicar melhor, serão consideradas algumas etapas, sendo a primeira a de aplicação de carregamento vertical, surgindo, logo após os esforços horizontais fictícios (cortante fictícia, V′, e a carga lateral fictícia, H′).

Os esforços cortantes fictícios podem ser obtidos pela seguinte expressão:

$$V_i' = \frac{\sum P_i}{h_i} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \tag{11}$$

E a carga lateral fictícia H′ de um andar (i) pode ser obtida subtraindo-se a cortante fictícia desse andar (i) do valor relativo ao andar inferior (i – 1), ou seja:

$$H_i' = V_{i-1}' - V_i' \tag{12}$$

Na Figura 10, pode-se observar a face indeformada do edifício e a face deformada, sendo esta representada pela linha mais escura.

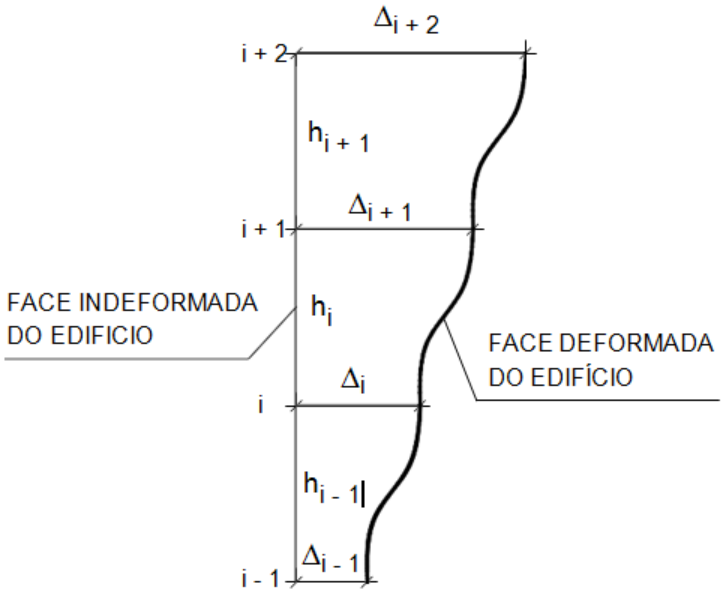

Figura 10 – Deslocamento dos pavimentos

Fonte: Gaiotti, 1989.

Na Figura 11 são indicados os deslocamentos horizontais entre os pavimentos.

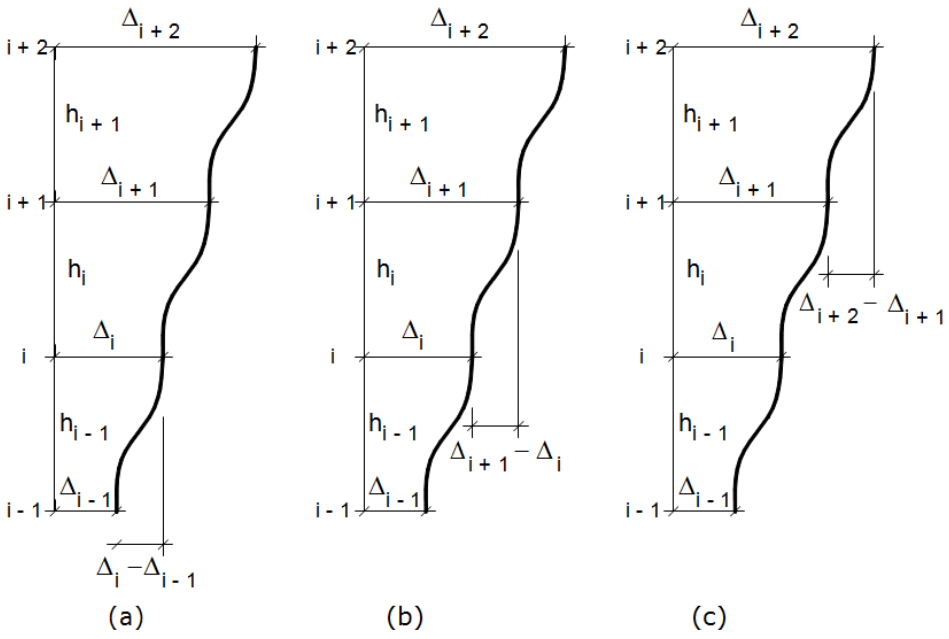

Figura 11 - Deslocamentos horizontais entre os pavimentos.

Fonte: Gaiotti, 1989

Com a aplicação das cargas verticais, como mostrado na Figura 12-(a), surgirão momentos, por causa dos deslocamentos horizontais entre os pavimentos.

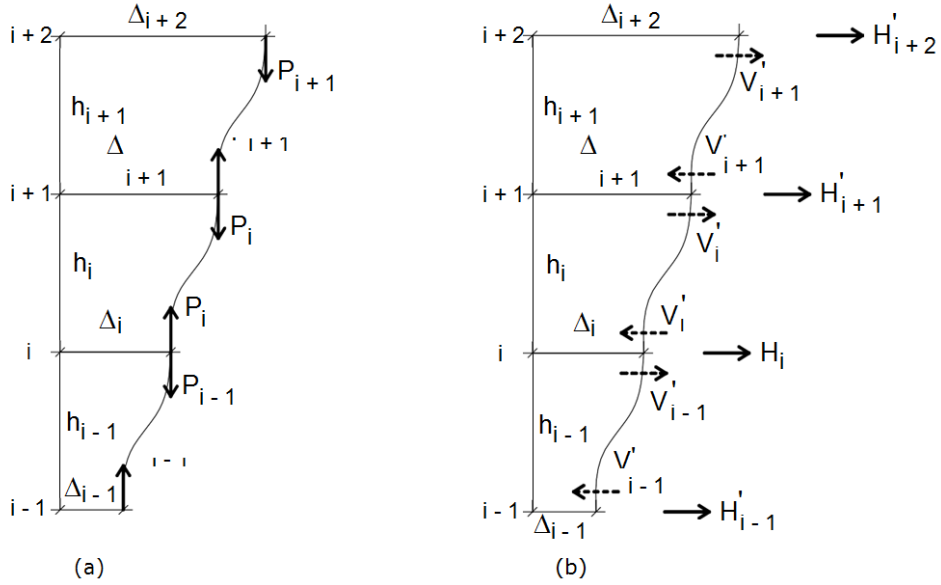

Figura 12 - Esquema de forças (a) e horizontais (b)

Fonte: Gaiotti, 1989

Vale ressaltar que na Figura 12-b ainda estão aplicadas as cargas verticais, que não foram indicadas, para permitir melhor visualização das cargas horizontais fictícias.

Para a obtenção do momento final de segunda ordem global, devem-se realizar algumas iterações até que se chegue à posição de equilibro.

2.2.4.2 Processo P-Delta no Software CAD/TQS

O processo P-Delta que está inserido no Sistema CAD/TQS surgiu de um trabalho de Medeiros e França (1989), o qual analisa a não-linearidade geométrica em pórticos planos. Na verdade, no Sistema TQS não se trata do tradicional P-Delta descrito no item 3.1, mas sim de um processo numérico mais rigoroso, também iterativo, em que se fazem sucessivas correções na matriz de rigidez. Portanto, mesmo sendo mais refinado, foi mantido o nome de processo P-

Delta. Sabe-se também que não existe um único processo com esse nome na literatura técnica, como já foi comentado na introdução deste capítulo.

Foram adotadas algumas hipóteses para o módulo Não Linear Geométrico (NLG) de pórticos tridimensionais do Sistema CAD/TQS. A hipótese cinemática usada para a análise do problema estrutural de flexão composta de barras prismáticas é a de Navier-Bernoulli, na qual se admite que seções planas e normais ao eixo da barra antes da deformação permanecem planas e normais ao eixo após a deformação, e com isso os deslocamentos da barra podem ser obtidos apenas pelos deslocamentos do seu eixo. Admite-se também que o material da barra é elástico linear (domínio de pequenas deformações), e que foi adotada a teoria de rotações moderadas, em que a rotação é da ordem de grandeza da raiz quadrada da deformação específica.

Para as equações de equilíbrio, usa-se o princípio de minimização da energia potencial total e o método dos elementos finitos como ferramenta de discretização (representação do modelo mecânico, protótipo da estrutura real, por pontos, que ligados geram os elementos finitos, que permitem obter nesses pontos os esforços, tensões, deformações e deslocamentos) (MEDEIROS, 1999).

Vale ressaltar que na análise aproximada via y_z, os esforços totais na estrutura (1ª ordem + 2ª ordem) são calculados a partir de uma combinação linear de casos de carregamentos verticais e horizontais, por isso não se tem o mesmo problema da análise P-Delta convencional.

Como já foi comentado o y_z, além de ser um coeficiente que permite estimar os esforços de segunda ordem, ele avalia a estabilidade do edifício. Já o com processo P-Delta, por ser uma análise não-linear, obtêm-se esforços finais que já consideram os efeitos da não-linearidade geométrica (2ª ordem), e a avaliação da estabilidade global é realizada pós-análise. Para esta

avaliação foi então criado um coeficiente RM2M1, que representa a intensidade dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira, e que é dado por:

$$\mathrm{RM2M1} = 1 + \frac{\mathrm{M_2}}{\mathrm{M_1}} \tag{13}$$

Onde:

- M_1 é o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

- M_2 é a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-Delta em uma combinação não-linear.

2.3 Ações do Vento nas Estruturas

A ação do vento em edificações depende de dois aspectos: meteorológicos e aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos serão responsáveis pela velocidade do vento a considerar no projeto da estrutura de uma dada edificação. Ela é avaliada a partir de considerações como: local da edificação, tipo de terreno, altura da edificação, rugosidade do terreno e tipo de ocupação.

Os aspectos aerodinâmicos estão relacionados com a análise do vento levando em conta a forma da edificação, pois sabe-se que o vento, ao incidir sobre uma edificação, terá um comportamento diferente em função da sua forma (GONÇALVES, 2007).

2.3.1 Determinação da Velocidade do Vento

Primeiramente, não se pode esquecer que a velocidade do vento é diferente para cada região do planeta. A ABNT NBR 6123:1988 define uma velocidade básica do vento, V_0, que varia de acordo com a região do Brasil que está sendo considerada. A velocidade básica do

vento é a velocidade de uma rajada de três segundos, probabilidade de 63% de ser excedida pelo menos uma vez em 50 anos, à altura de 10 m acima do terreno, em campo aberto e sem obstruções.

A partir da velocidade básica do vento, é possível determinar a velocidade com que ele incidirá numa determinada edificação, chamada de velocidade característica V_k.

Essa velocidade característica deverá considerar os aspectos particulares, entre os quais: topografia do local, rugosidade do terreno, altura da edificação, suas dimensões, tipo de ocupação e risco de vida.

Assim, a velocidade característica pode ser obtida pela seguinte equação:

$$V_k = V_o \,.\, S_1 \,.\, S_2 \,.\, S_3 \qquad (14)$$

Onde:

- V_o é a velocidade básica do vento;

- S_1 é um fator topográfico;

- S_2 é um fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da edificação;

- S_3 é um fator estatístico;

2.3.1.1. Fator Topográfico S1

O fator topográfico considera a variação do relevo do terreno onde será construída a edificação.A norma brasileira NBR 6123:1988 considera basicamente as três situações indicadas a seguir:

- Terreno plano ou pouco ondulado: S_1 = 1,0;

- Para talude e morros, o valor de S_1 é obtido a partir do ângulo de inclinação θ, como mostrado na Figura 13. No ponto B, valem as seguintes equações para determinação de S_1:

$$\theta \leq 3° \quad \rightarrow \quad S_1(z) = 1{,}0 \tag{15}$$

$$6° \leq \theta \leq 17° \quad \rightarrow \quad S_1(z) = 1{,}0 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right).\tan(\theta - 3°) \geq 1 \tag{16}$$

$$\theta \geq 45° \quad \rightarrow \quad S_1(z) = 1{,}0 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right).0{,}31 \geq 1 \tag{16}$$

- Vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção: S_1= 0,9.

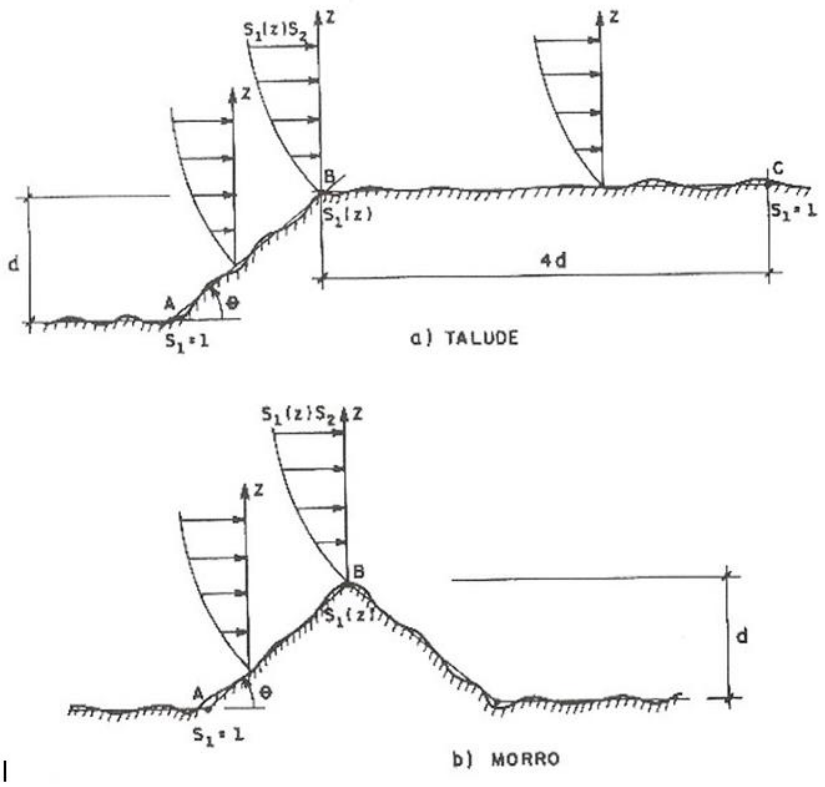

Figura 13 – Fator topográfico S_1

Fonte: Gonçalvez, 2007.

2.3.1.2 Fator de Rugosidade do Terreno e Dimensões da Edificação S2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade com a altura do terreno e das dimensões da edificação. A rugosidade do terreno está diretamente associada à velocidade do vento quando há presença de obstáculos naturais ou artificiais.

A NBR 6123:1988 estabelece cinco categorias de terreno, em função de sua rugosidade:

CATEGORIA I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação.

CATEGORIA II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a um metro. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros.

CATEGORIA III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a três metros. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazenda com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

CATEGORIA IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e situados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a dez metros e também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser considerados na categoria V. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

CATEGORIA V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

Sobre as dimensões da edificação, a NBR 6123:1988 define três classes de edificações e seus elementos, considerando os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente:

CLASSE A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) não exceda 20 metros;

CLASSE B: Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) esteja entre 20 e 50 metros;

CLASSE C: Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) exceda 50 metros.

Portanto, calcula-se o valor de S_2 com a seguinte expressão:

$$S_2 = b \,.\, F_r \,.\, \left(\frac{z}{10}\right)^p \tag{78}$$

Onde:

- z é a altura acima do terreno;

- F_r é o fator de rajada correspondente à categoria II;

- b é o parâmetro de correção da classe da edificação;

- *p* é o parâmetro meteorológico.

A expressão para o cálculo de S_2 é aplicável até a altura z limite, a qual define o contorno superior da camada atmosférica para cada categoria, mostrada na segunda coluna da tabela apreentada na Figura 14.

Parâmetros Meteorológicos para o Fator S_2					
Categoria	z (m)	Parâmetro	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Figura 14 - Parâmetros Meteorológicos para o Fator S_2

Adaptada: NBR 6123:1988

Em vez de se utilizar a expressão para o cálculo de S_2, pode-se também utilizar os valores de S_2 para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações, apresentador na tabela da Figura 15.

Fator S_2															
z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,25	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,21	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,33	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Figura 15 - Fator S_2.

Adaptada: NBR 6123:1988

2.3.1.3. Fato Estatístico S3

O fator estatístico S_3, considerando conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação, está relacionado com a segurança da edificação.

A Norma Brasileira NBR 6123:1988 estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e uma probabilidade de 63% de a velocidade básica ser excedida pelo menos uma

vez nesse período. Apresentam-se na tabela da Figura 16, os valores mínimos do fator S_3.

Valores mínimos do fator estatístico S_3		
Grupo	**Descrição do tipo de ocupação**	**Valor de S_3**
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	**1,10**
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	**1,00**
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc).	**0,95**
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc).	**0,88**
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos de 1 a 3 durante a fase de construção.	**0,83**

Figura 16 - Valores mínimos do fator S_3.

Adaptada: NBR 6123:1988.

2.3.2 Força de Arrasto e Coeficiente de Arrasto

A consideração de vento em edificações altas recebe um tratamento, dentro de uma análise global, em que a superposição de efeitos externos (forma) com efeitos internos (aberturas) é obtida por meio de um comportamento global da edificação, e representada por um único coeficiente, C_a, denominado coeficiente de arrasto (GONÇALVES, 2007).

A força de arrasto F_a é a componente da força global do vento sobre uma edificação, e tal força global pode ser obtida pela soma vetorial das forças de arrasto que atuam na edificação.

Essa força de arrasto pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$F_a = C_a \,.\, q \,.\, A_e \qquad (18)$$

- C_a é o coeficiente de arrasto;

- q é a pressão dinâmica ou pressão de obstrução;

- A_e é a área efetiva, que é a área da projeção ortogonal da edificação, sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área da sombra”).

Pressão de obstrução q é aquela obtida num dado ponto onde só existe pressão estática, sendo, por este motivo, de interesse para a Engenharia Civil (GONÇALVES, 2007).

Segundo a NBR 6123:1988, item 4.2.c, a pressão dinâmica pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$q = 0{,}613 . V_k^2 \qquad (9)$$

Sendo q em N/m² e V_k em m/s.

3. METODOLOGIA

Primeiramente, para demonstrar a validade do parâmetro coeficiente Gama Z calculado pelo CAD/ TQS, foi realizada a modelagem de um edifício fictício para um caso de estudo comparativo, o edifício foi modelado usando o software CAD/TQS e posteriormente calculado usando método numérico, a fim de comparar os resultados e garantir a confiabilidade no método implantado no software comercial.

Para análise e avaliação da estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos foi modelado, utilizando o programa comercial CAD/TQS, desensvolvido pela empresa TQS informática LTDA, duas estruturas sendo a primeira, denominada EDIFÍCIO 1 de 8 pavimentos e a segunda, denominada EDIFÍCIO 2, com 12 pavimentos. A primeira edificação servirá de

base para avaliação dos critérios de modelação e influência dos carregamentos horizontais e verticais na estrutura. Na segunda edificação foi modelado um edifício de 12 pavimentos a partir de uma planta arquitetônica, geometricamente simétrica em uma direção e assimétrica na outra, na qual se variou os tipos de lajes e a inclusão de núcleo rígido na estrutura para a avaliação da influência nos deslocamentos laterais e valores dos parâmetros de instabilidade global.

O edifício 1 com 8 pavimentos foi subdividido em 5 casos diferentes, variando aspectos como posicionamento de pilares, velocidade básica do vento, cargas verticais e altura total da edificação. As Tabelas 1 e 2 mostram as características de cada caso e as alterações propostas.

Tabela 1 - Características do EDIFÍCIO 1

CASO	TIPO DE LAJE	VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (m/s)	NÃO LINEARIDADE FÍSICA		
			VIGAS	PILARES	LAJES
1.0	MACIÇA	40	0,40	0,80	0,30
1.1	MACIÇA	40	0,40	0,80	0,30
1.2	MACIÇA	50	0,40	0,80	0,30
1.3	MACIÇA	40	0,40	0,80	0,30
1.4	MACIÇA	40	0,40	0,80	0,30

Fonte: Autoria Própria

Tabela 2 - Características do EDIFÍCIO 1

CASO	CARGAS PERMANENTES/ SOBRECARGA (ton.f/m²)	PÉ DIREITO PAV. TIPO (m)	ALTURA TOTAL (m)
1.0	0,1 / 0,15	2,8	19,60
1.1	0,1 / 0,15	2,8	19,60
1.2	0,1 / 0,15	2,8	19,60
1.3	0,1 / 0,30	2,8	19,60
1.4	0,1 / 0,15	3,2	22,40

Fonte: Autoria Própria

O edifício 2 teve a mesma concepção estrutural em todos os modelos estudados, variando apenas o tipo de laje e a inclusão de núcleo rígido, os diferentes casos são mostrados

na Tabela 3 e 4. Desta forma, a modelagem e critérios utilizados como número de pavimentos, locação de elementos estruturais, seção de vigas e pilares, ações de carregamento, propriedades de concreto e aço, classe de agressividade ambiental, ponderadores para combinações de estado limite de serviço e estado de limite último, não linearidade física e os demais critérios são idênticos para cada modelo.

Tabela 3 - Características doEDIFÍCIO 02

MODELO	TIPO DE LAJE	NÚCLEO RÍGIDO	NÃO-LINEARIDADE FÍSICA			ESPESSURA DE LAJE (cm)
			VIGAS	PILARES	LAJES	
2.1	MACIÇA	-/-	0,40	0,80	0,30	12
2.2	MACIÇA	SIM	0,40	0,80	0,30	12
2.3	TRELIÇADA	-/-	0,40	0,80	0,30	16
2.4	TRELIÇADA	SIM	0,40	0,80	0,30	16
2.5	NERVURADA	-/-	0,40	0,80	0,30	35
2.6	NERVURADA	SIM	0,40	0,80	0,30	35

Fonte: Autoria Própria

Tabela 4 - Características do EDIFÍCIO 2

MODELO	Fck concreto (MPA)			PÉ DIREITO PAV. TIPO (m)	ALTURA TOTAL (m)
	PILARES	VIGAS	LAJES		
2.1	30	25	25	2,88	31,68
2.2	30	25	25	2,88	31,68
2.3	30	25	25	2,88	31,68
2.4	30	25	25	2,88	31,68
2.5	30	25	25	2,88	31,68
2.6	30	25	25	2,88	31,68

Fonte: Autoria Própria

Como se observa nas Tabelas 3 e 4, para o edifício 2 serão alterados o tipo de laje entre maciça, treliçada e nervurada com a inclusão de núcleo rígido em alguns casos, os coeficientes de não-linearidade serão os mesmos para todos os casos, a espessura de laje foi adotada conforme a necessidade em cada situação e as alturas se mantiveram as mesmas em todos os casos.

O Manual da TQS específica os edifícios são modelados por um pórtico espacial mais os modelos do pavimento, o pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares calculados, de acordo com o método selecionado para cada pavimento, nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidos como cargas para o pórtico espacial, ou seja há uma certa integração entre ambos os modelos (pórtico espacial e grelha). Para os demais tipos de modelos de pavimentos, as cargas de lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga, a flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos especifícos para avaliação de ELU e ELS, bem como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física, são controlados por critérios gerais no pórtico imposto pelo projetista.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse tópico é exposto com mais detalhes as características das edificações modeladas e comentado os resultados obtidos.

4.1 Comparativo do método do Coeficiente Gama Z com Software CAD/TQ

Para demonstrar a validade do parâmetro coeficiente Gama Z calculado pelo CAD/ TQS, foi realizado a modelagem de um edifício fictício para um caso de estudo comparativo, esse edifício foi modelado usando o software CAD/TQS e posteriormente calculado usando método numérico, a fim de comparar os resultados e garantir a confiabilidade no método implantado no software comercial.

A Figura 17, mostra a planta de forma tipo de um edifício de cinco pavimentos, sendo estes o térreo, três pavimentos tipo e cobertura.

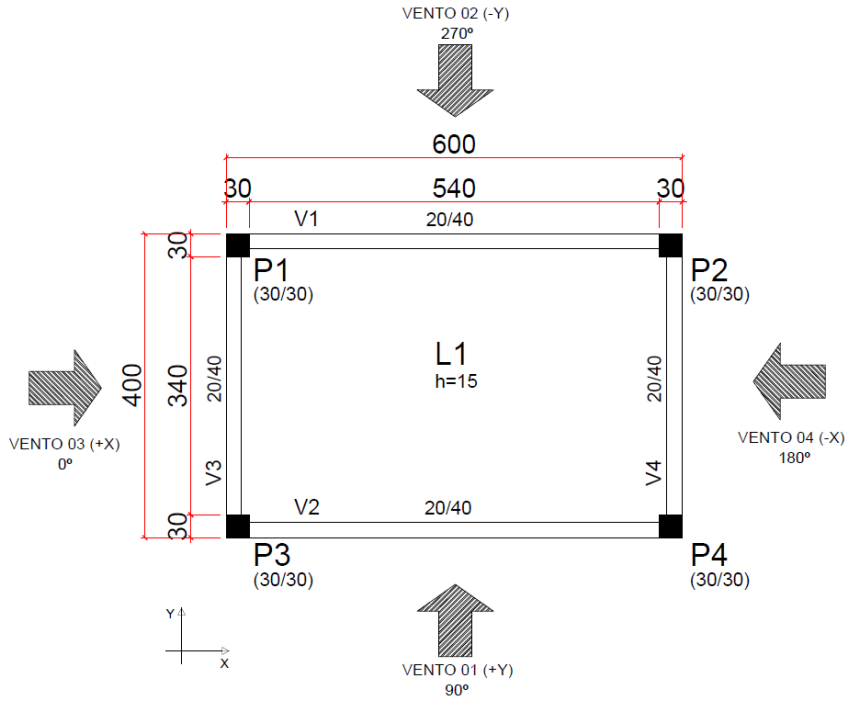

Figura 17- Planta Baixa do pavimento tipo do Edifício 01

Fonte: Autoria Própria.

O edifício da Figura 18, apresenta uma estrutura convencional de vigas, lajes e pilares em concreto armado. Possui 4 pavimentos com 2,80 m de pé direito (Htot= 11,20m) e área de (6,00m x 4,00m) em planta.

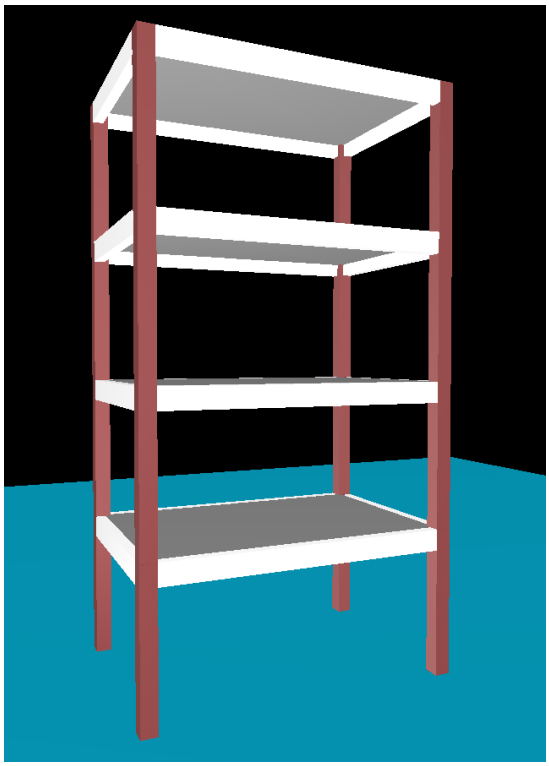

Figura 18 – Perspectiva 3D do Edifício

Fonte: Autoria Própria.

Para o caso de carregamentos de cargas verticais considerado corresponde a de um edifício residencial (cargas permanentes= 0,10 tf/m²; cargas acidentais de utilização= 0,30 tf/m²), sendo que não se considerou cargas permanentes nas vigas da obra, pois trata-se apenas de um edifício fictício. O carregamento de vento atuante foi calculado de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6123:1988, com a velocidade básica de 40 m/s e os respectivos coeficientes de arrasto para cada direção utilizando o CAD/TQS. Os resultados obtidos para a

instabilidade, com o vento atuando nas direções x e y pelo software foram para a direção 0º-180º, γz=1,030 e para a direção 90º-270º, γz=1,027.

Como objeto de estudo, foi realizada a comparação para a direção 0º-180º que se mostrou mais crítica que na direção Y. Primeiramente foi necessário obter as cargas verticais totais em cada piso e utilizando o pórtico ELU no sistema TQS as cargas horizontais (Figura 19) e deslocamentos por piso (Figura 20), onde a Figura 21 ilustra os carregamentos e deslocamentos obtidos.

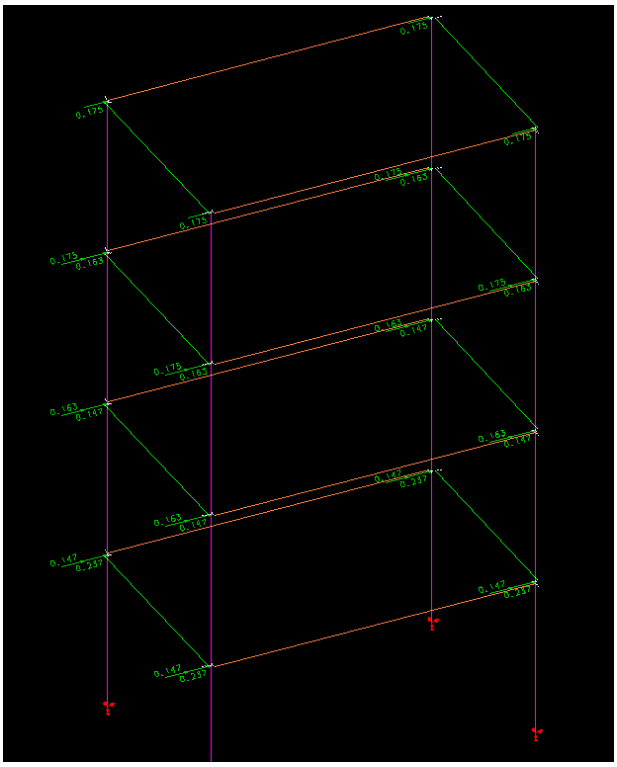

Figura 19 - Pórtico Espacial ELU, cargas horizontais na direção 0º - 180°

Fonte: Autoria Própria, adaptado CAD/TQS

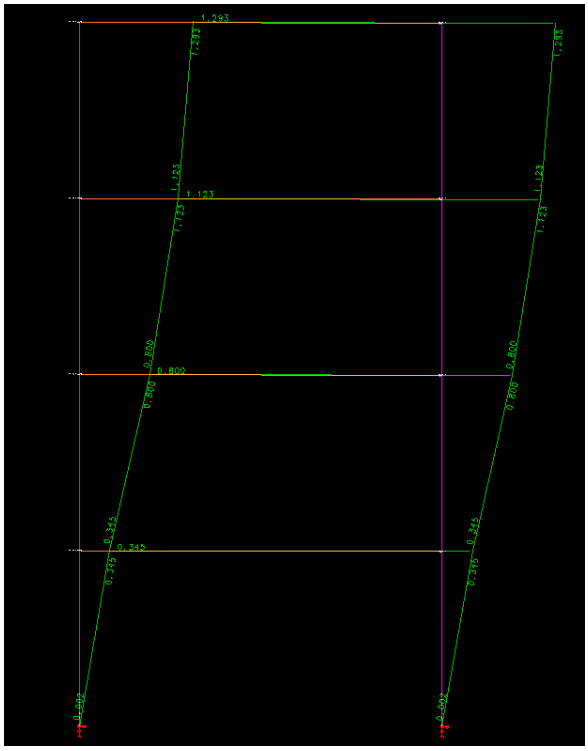

Figura 20 - Pórtico Espacial ELU, deslocamentos horizontais na direção 0º- 180º

Fonte: Autoria Própria, adaptado CAD/TQS.

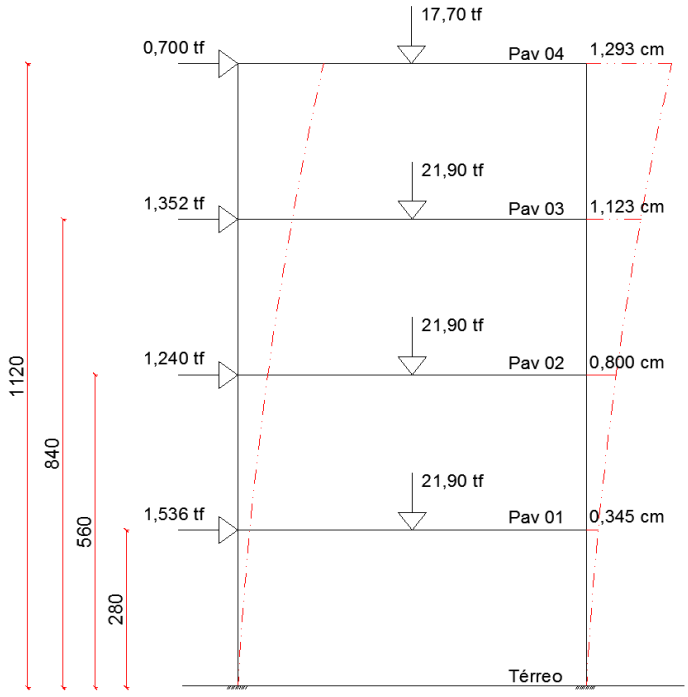

Figura 21 - Corte esquemático, Carga horizontais, verticais e deslocamentos na direção 0º- 180º

Fonte: Autoria Própria, adaptado CAD/TQS

Com todos os dados obtidos, isto é, cargas verticais totais por piso, cargas horizontais por piso e os deslocamentos horizontais por piso, foi possível fazer uma conta aproximada para o calculo de γz.

Iniciou-se o cálculo pelos momentos de primeira ordem, com seu valor de cálculo, pela somatória das multiplicações entre as cargas horizontais e as respectivas distâncias até a base do edifício, por piso.

$$M_{1d} = (1{,}536 * 1{,}4) * 2{,}8 + (1{,}240 * 1{,}4) * 5{,}6 + (1{,}352 * 1{,}4) * 8{,}4 + (0{,}7*1{,}4) * 11{,}2$$

$$\mathrm{M_{1d}} = 42{,}618 \text{ tf. m}$$

Para calcular o momento total de segunda ordem, com seu valor de cálculo, foi necessário somar as multiplicações entre as cargas verticais e os deslocamentos horizontais, considerando a não linearidade física dos pilares com o valor de 0,8 prescrito pela ABNT NBR 6118:2014.

$$d_4 = \frac{1{,}293}{0{,}8} = 1{,}61625 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{1{,}123}{0{,}8} = 1{,}40375 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{0{,}8}{0{,}8} = 1{,}00 \text{ cm}$$

$$d_1 = \frac{0{,}345}{0{,}8} = 0{,}43125 \text{ cm}$$

$$\mathrm{M_{2d}} = (17 * 1{,}4 * 0{,}0161625 * 1{,}4) + (21{,}9 * 1{,}4 * 0{,}0140374 * 1{,}4)$$
$$+ (21{,}9 * 1{,}4 * 0{,}01 * 0{,}14) + (21{,}9 * 1{,}4 * 0{,}0043125 * 1{,}4)$$

$$\mathrm{M_2} = 1{,}75543 \text{ tf. m}$$

Com isso, pode-se então calcular o coeficiente γz para a estrutura em questão, utilizando a equação de coeficiente Gama Z.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\sum M_{2d}}{\sum M_{1d}} \frac{1}{1{,}1}} \tag{10}$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{1{,}75543}{42{,}618} \frac{1}{1{,}1}}$$

$$\boldsymbol{\gamma_z = 1{,}03}$$

Nota-se que o valor calculado é exatamente igual ao resultado obtido pelo sistema computacional CAD/TQS, atestando e aferindo o procedimento usado pelo sistema, com isso pode-se então continuar as análises seguintes dos edifícios estudo de casos.

4.2 Edificío 01

Para demonstrar a validade da influência dos carregamentos na estabilidade de uma edificação foi processado o edífício 1 fictício. A planta baixa do pavimento tipo esta apresentada na Figura 22.

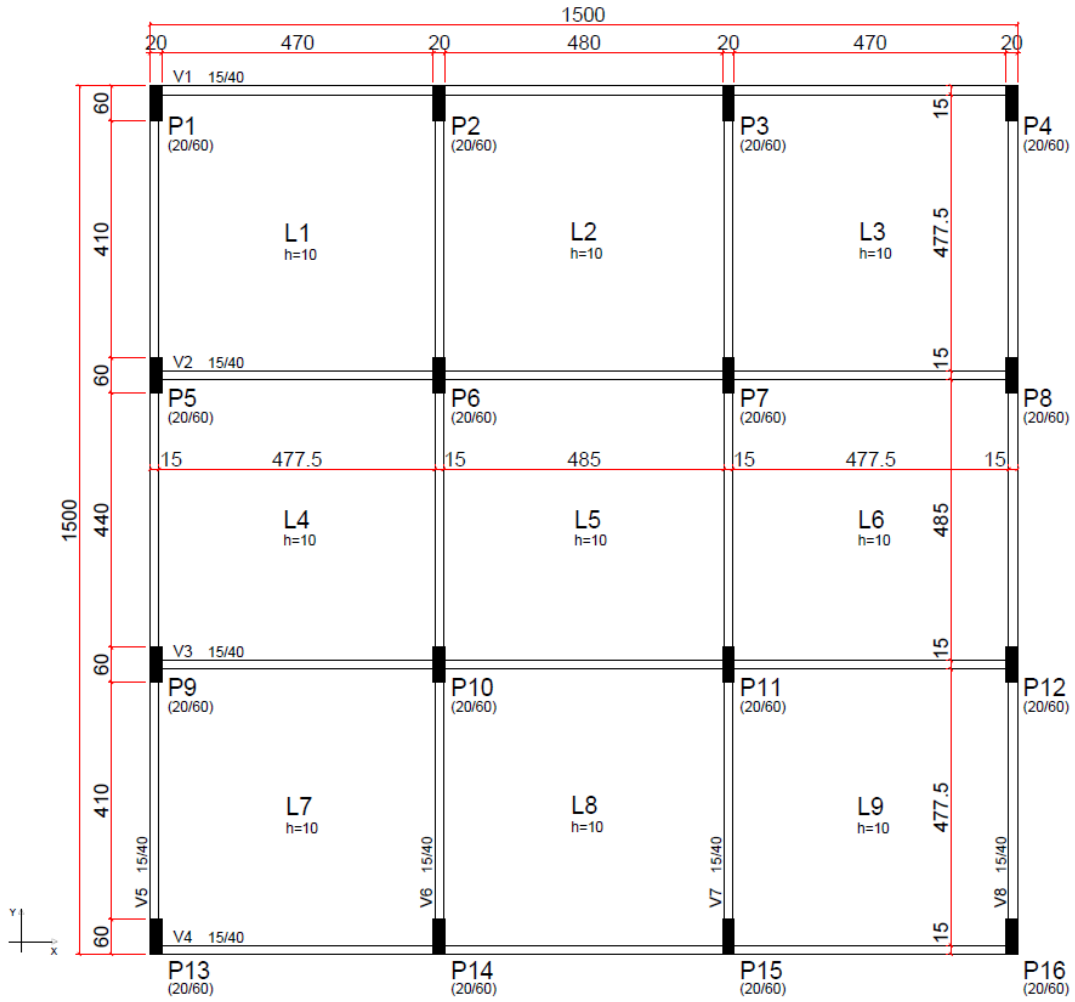

Figura 22 - Planta de forma do pavimento tipo do Edifício 1

Fonte: Autoria Própria.

O edifício da Figura 23 apresenta uma estrutura convencional de vigas, lajes e pilares em concreto armado e é simétrico em relação ao eixo x e y. Possui 08 pavimentos com 2,80 m de pé direito (H_{hot}= 19,60m) e área de (15,00m x 15,00m) em planta.

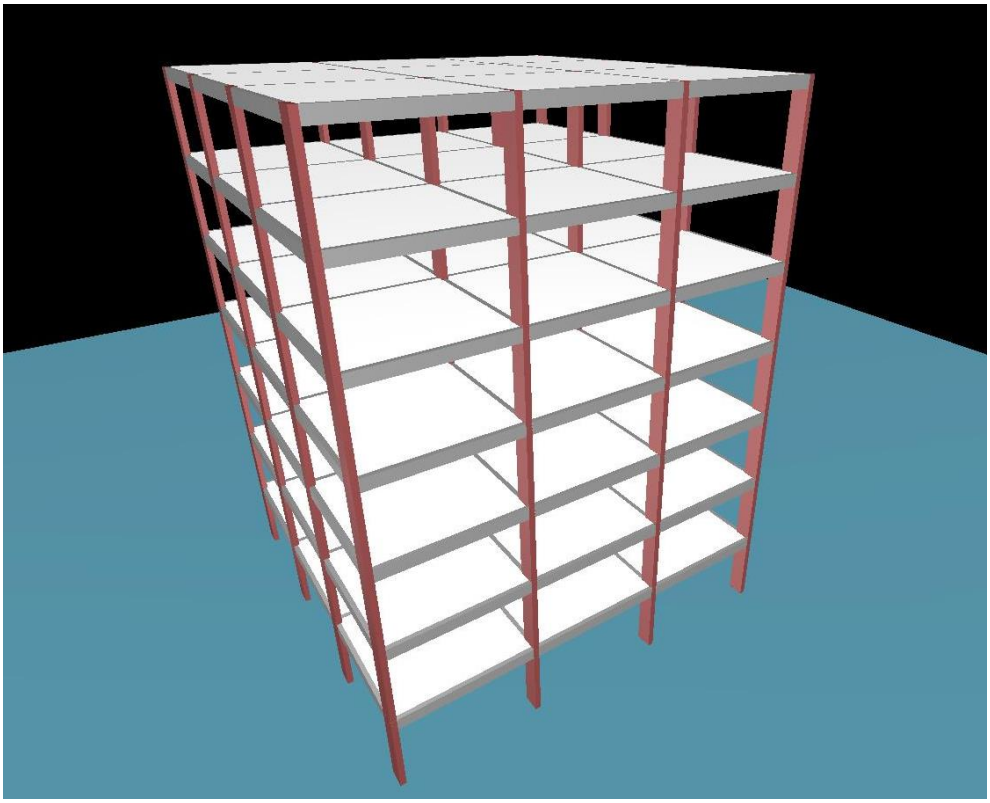

Figura 23 - Visualização em 3D do pórtico do Edifício 01

Fonte: Autoria Própria.

Para o caso de carregamentos de cargas verticais consideradas são correspondente a um edifício residencial (cargas permanentes = 0,10 tf/m²; cargas acidentais de utilização = 0,15 tf/m²), sendo aplicada nas vigas de contorno a carga de alvenaria de 0,45 ton.f/m². O carregamento de vento atuante foi calculado de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6123:1988, com a velocidade básica de 40 m/s e os respectivos coeficientes de arrasto para cada direção. Os resultados obtidos para a instabilidade com o vento atuando na direção x e y estão na Tabela 5. Os sentidos correspondentes aos casos de vento atuando na edificação a 90º/270º e 0º/180º correspondem aos casos simples de vento atuando nas respectivas direções, como mostra a Figura 24.

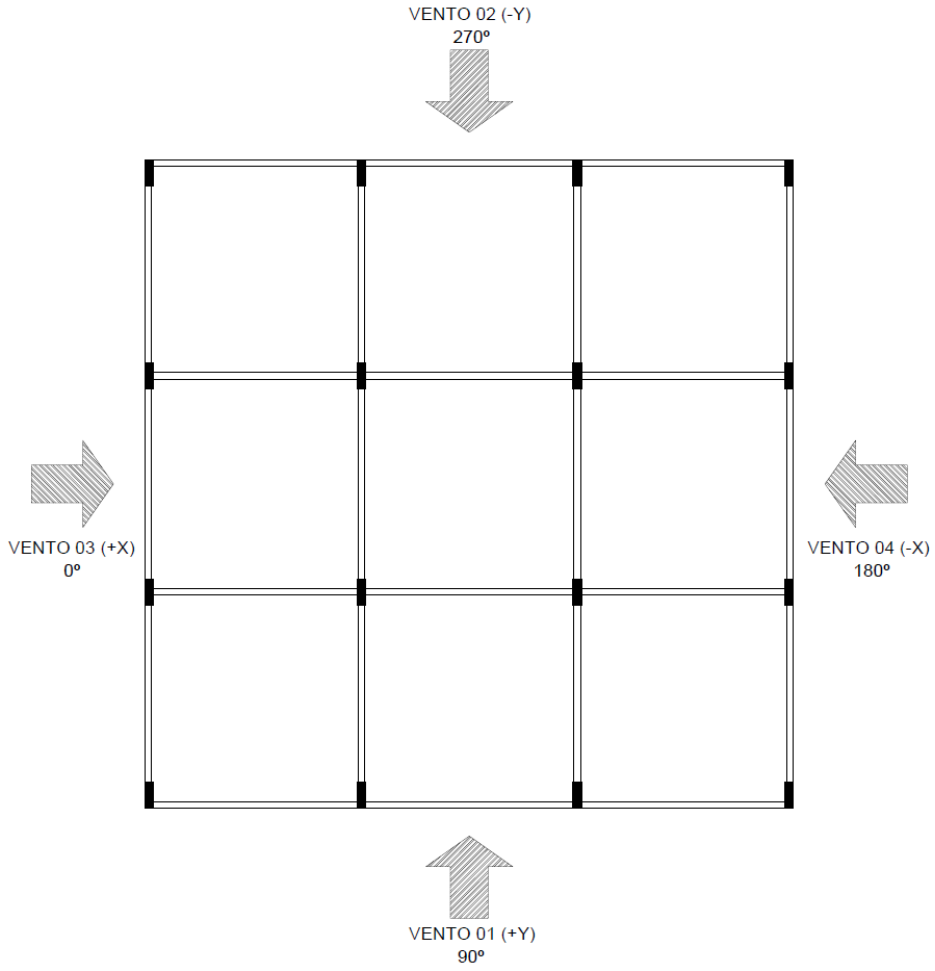

Figura 24 - Direção e sentido dos casos simples de vento para o edifício 01

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 5 - Resultados da análise do Edifício 01 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	316,20	316,20	316,00	316,00
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	10,30	10,30	51,70	51,70
Deslocamento de topo (cm)	0,25	0,25	1,79	1,79
Gama Z (Yz)	1,043	1,043	1,263	1,263
Alfa (α)	0,453	0,453	0,992	0,992

Fonte: Autoria Própria.

Conforme a Tabela 5 pode-se verificar que pela obra ser simétrica em relação ao eixo X e Y os momentos de primeira ordem resultaram em valores, praticamente, idênticos isso ocorre

devido ao fato que os cálculos de momentos de primeira ordem levam em consideração somente cargas laterais multiplicadas pela altura relativa a base do edifício. Já para os momentos de segunda ordem, os resultados tiveram diferenças expressivas em relação aos eixos verificados. Para o eixo + Y e – Y o valor de M2 foi de 10,30 tf.m e para o eixo +X e –X foi de 51,70 tf.m. Isso se deve ao fato que na direção Y tem-se vários pórticos responsáveis pelo contraventamento bastante rígido, já na direção X existem quatro pórticos onde as vigas são fracamente ligadas aos seus pilares devido ao posicionamento destes com a direção de maior inércia voltada sempre para o eixo Y, contribuindo para uma pequena rigidez em X.

Na direção X a edificação 01 é considerada de nós móveis com valores de Gama Z acima do limite que é de 1,1 e para a direção Y a edificação é caracterizada de nós fixos com valores abaixo de 1,1, o que significa que a estrutura é bastante flexível e consequentemente não passa nas verificações de flechas do estado limite de serviço para deslocamentos.

Em relação ao parâmetro alfa, pode se notar que para as direções em Y seu valor corresponde a uma estrutura de nós fixos e na direção X em uma estrutura de nós móveis.

Assim, com o intuito de verificar a influencia do posicionamento da direção dos pilares na rigídez global da obra foi modelado o edifício 1.2 que tem os pilares centrais alterados em relação a sua direção como mostra a Figura 25.

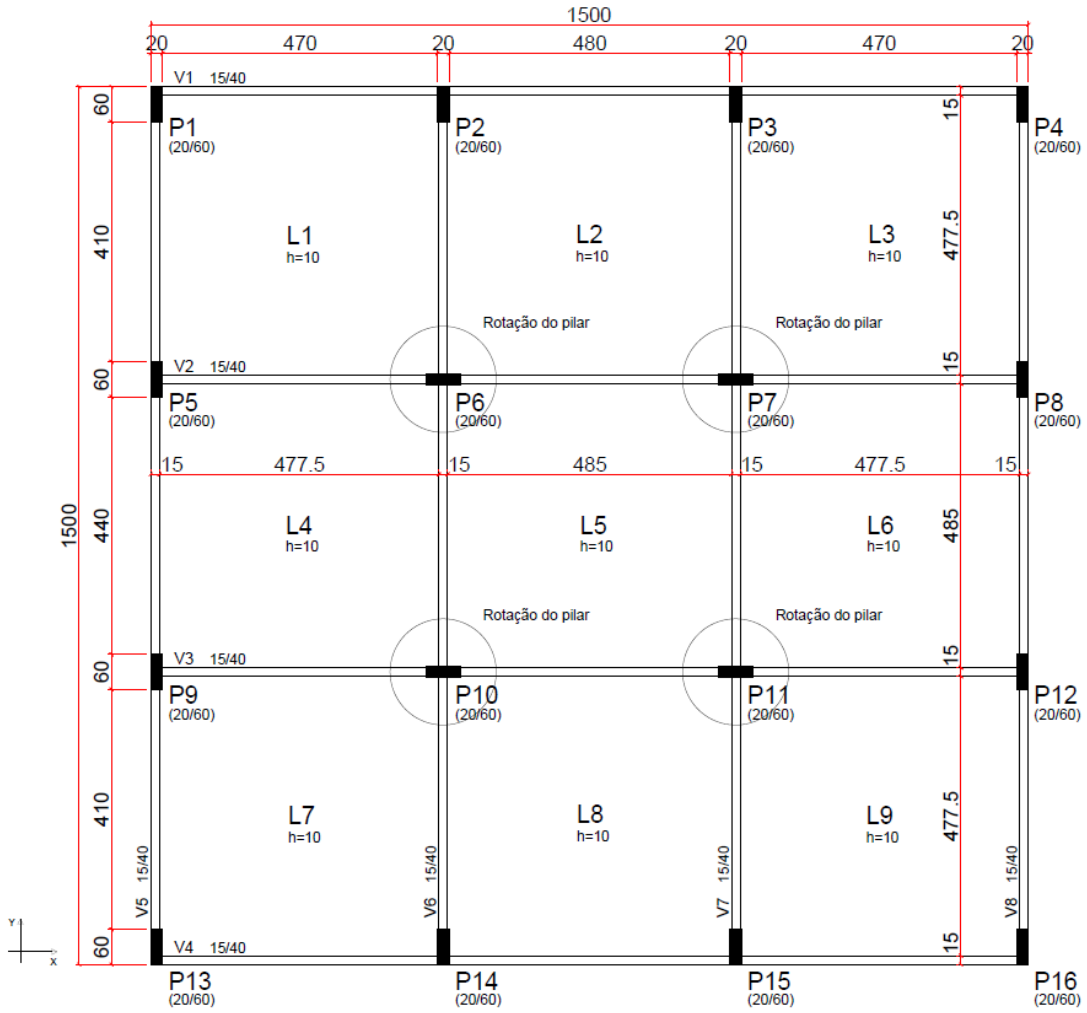

Figura 25 - Planta Baixa do pavimento tipo do Edifício 1.1

Fonte: Autoria Própria.

Alterando a direção dos pilares centrais no edifício de forma que a rigidez do conjunto fique melhor distribuida entre as duas direções, foram obtidos os resultados da Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados da análise do Edifício 1.1 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	316,20	316,20	316,00	316,00
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	14,70	14,70	23,40	23,40
Deslocamento de topo (m)	0,37	0,37	0,64	0,64
Gama Z (Yz)	1,063	1,063	1,104	1,104
Alfa (α)	0,543	0,543	0,674	0,674

Fonte: Autoria Própria

Verifica-se pela Tabela 6 que a alteração na posição dos pilares P06, P07, P10 e P11 foi suficiente para aumentar a rigidez dos pórticos na direção X e reduzir o deslocamento lateral no topo do edifício, consequentementes, diminuindo os valores dos momentos de segunda ordem e parâmetros de instabilidade global. O parâmetro Gama Z em Y passou de 1,043 para 1,063 e na direção X de 1,263 para 1,104, o que então caracteriza a estrutura na direção Y em nós fixos e na direção X em nós móveis. Porém o valor esta muito próximo do limite de 1,1 mostrando que a edificação 1.1 é uma estrutura muito menos flexível que a edificação 1.0.

Neste caso a simples modificação na orientação de alguns pilares enrijeceu a estrutura na direção que estava pouco rígida tornando o edíficio como um todo estável e com deslocamentos dentro dos limites de verificação.

Mostra-se que o posicionamento, dimensões e orientações dos elementos estruturais de uma estrutura são de extrema importância para uma edificação e alteram a estabilidade global.

Assim, falta uma análise mais detalhada sobre a influência dos carregamentos laterais e verticais numa estrutura e como cada um deles afetam a estabilidade global do conjunto. Nesse contexto, foram criados mais três edificios a partir do edifício 1.1 alterando no terceiro caso a velocidade básica do vento, consequentemente, a carga lateral, no quarto edifício aumentando o carregamento de sobrecarga de utilização, consequentemente, as cargas verticais e no último e quinto edifício aumentando o pé direito da obra que traz consigo aumento de esbeltez dos pilares.

Para análise da influência dos carregamentos laterais na estabilidade global foi modelado o edificio 1.2 que teve como única modificação em relação ao edifício 1.1 o aumento da carga horizontal atuante no edifício alterando-se a velocidade básica do vento de 40 m/s para 50 m/s. Os resultados gerados estão na Tabela 7.

Tabela 7- Resultados da análise do Edifício 1.2 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	494,20	494,20	493,90	493,90
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	22,90	22,90	36,60	36,60
Deslocamento de topo (m)	0,58	0,58	1,01	1,01
Gama Z (Yz)	1,063	1,063	1,104	1,104
Alfa (α)	0,543	0,543	0,674	0,674

Fonte: Autoria Própria

Nota-se na Tabela 7, que a modificação da velocidade básica do vento para 50 m/s aumentou os momentos de primeira e segunda ordem em relação ao edifício 1.1, porém esses momentos foram aumentados proporcionalmente, resultando em um Gama Z e parâmetro alfa idênticos para os dois edifícios, com momentos e deslocamentos maiores. Verifica-se assim, que as cargas laterais não influenciam nos parâmetros de estabilidade global, porém, aumentaram em média 60 % os momentos e deslocamentos da estrutura, sendo que no edifício 1.2 os valores de Gama Z, alfa e deslocamentos continuaram entre valores aceitáveis.

Para análise da influência dos carregamentos verticais na estabilidade global foi modelado o edifício 1.3 que teve como única modificação em relação ao modelo 1.1 o aumento do carregamento de sobrecarga atuante no edifício, através da alteração de sobrecarga de utilização nas lajes para 0,3 tf/m², os resultados gerados estão na Tabela 8.

Tabela 8 - Resultados da análise do Edifício 1.3 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	316,20	316,20	316,00	316,00
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	17,70	17,70	28,20	28,20
Deslocamento de topo (m)	0,37	0,37	0,64	0,64
Gama Z (Yz)	1,077	1,077	1,128	1,128
Alfa (α)	0,595	0,595	0,739	0,739

Fonte: Autoria Própria

Verificando os resultados da Tabela 8, que trouxe os resultados da modificação do carregamendo de sobrecarga na edificação, se nota que os momentos de primeira ordem e deslocamentos não foram alterados, já os momentos de segunda ordem aumentaram em relação a edificação 1.1. Com isso temos valores de Gama Z e alfa maiores, comprovando a influência dos pesos verticais na estabilidade global da estrutura.

Para finalizar as influências dos carregamentos horizontais e verticais nas estruturas foi modelado o edifício 1.4 que tem como modificação única o valor da altura de lances entre lajes, que chamaremos de "pé direito" a partir desse momento. Os valores de pé direito que no edifício 1.1 eram de 2,80 m agora foram alterados para 3,20 m, totalizando uma altura final do edifício de 22,40 m, a Tabela 9 apresenta os resultados do edifício 1.4.

Tabela 9 - Resultados da análise do Edifício 1.4 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	423,90	423,90	424,10	424,10
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	24,10	24,10	39,10	39,10
Deslocamento de topo (m)	0,60	0,60	1,07	1,07
Gama Z (Yz)	1,078	1,078	1,133	1,133
Alfa (α)	0,599	0,599	0,751	0,751

Fonte: Autoria Própria

O aumento do pé direito dos pavimentos que gerou uma altura final maior na edificação 1.4, resultou em momentos de primeira ordem em média 25 % e os momentos de segunda ordem em 64 % e deslocamentos em 41 %, maiores que a estrutura 1.1. A estrutura continua sendo considerada na direção Y de nós fixo e na direção X de nós móveis, confirmando que a alteração dos pórticos além da sua direção também é afetada pela sua esbeltez, sendo de suma importância a análise dessas alterações sempre que forem necessárias.

A Tabela 10 e o Gráfico 1 mostram um resumo dos resultados para cada edificação com os diferentes valores de Gama Z.

Tabela 10 - Gama Z dos Edifícios estudados para os casos de carregamento de vento na direção +X e +Y

Caso	Gama Z	
	+ Y	+ X
Edifício 1.0	1,043	1,263
Edifício 1.1	1,063	1,104
Edifício 1.2	1,063	1,104
Edifício 1.3	1,077	1,128
Edifício 1.4	1,078	1,133

Fonte: Autoria Própria

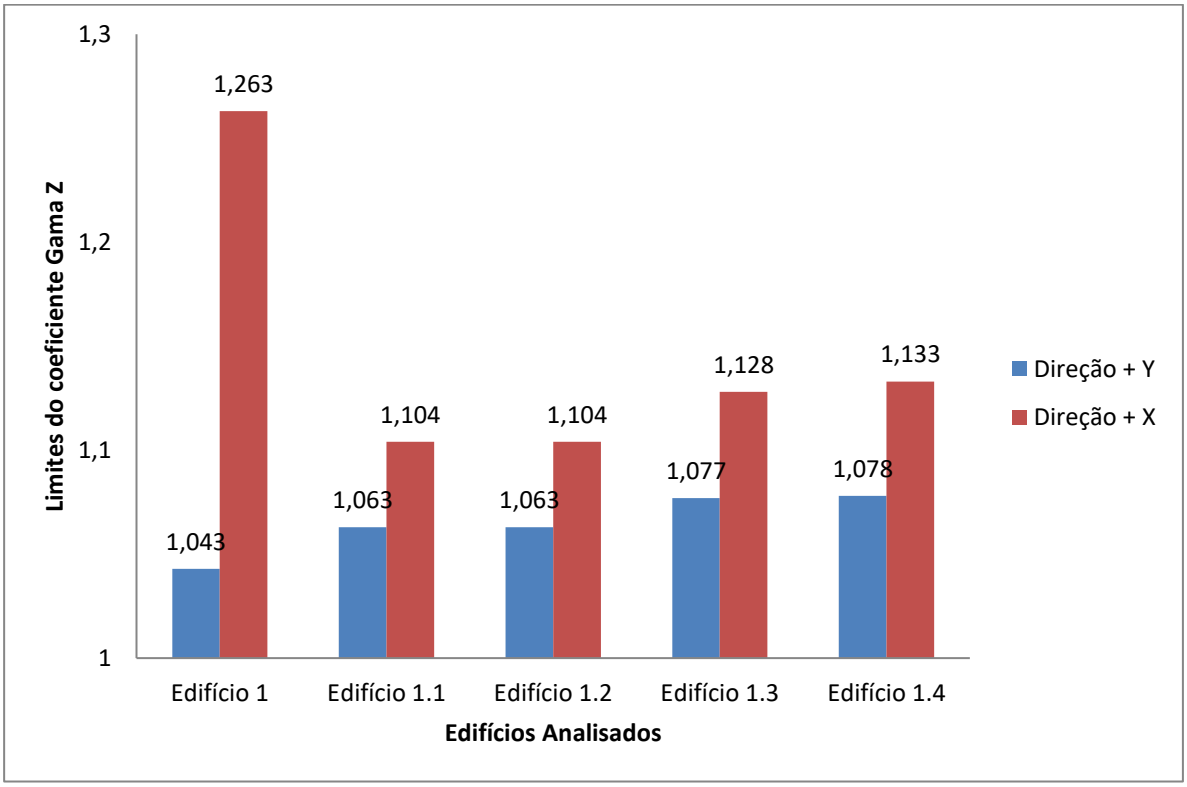

Gráfico 1 - Valores de Gama Z

Fonte: Autoria própria.

4.3 Edifício 02

O estudo realizado para o edifício 02 será baseado em uma escolha importante que os engenheiros se deparam em muitas situações de projetos durante sua carreira, a escolha de uma laje para a obra ou a inclusão de um núcleo rígido para o enrijecimento da mesma é muito

importante na fase de projetos. Com isso o Edifício 02 foi baseado em um estudo de caso com uma planta arquitetônica (Figura 26) e para o mesmo edifício serão modeladas e analisadas 6 diferentes situações.

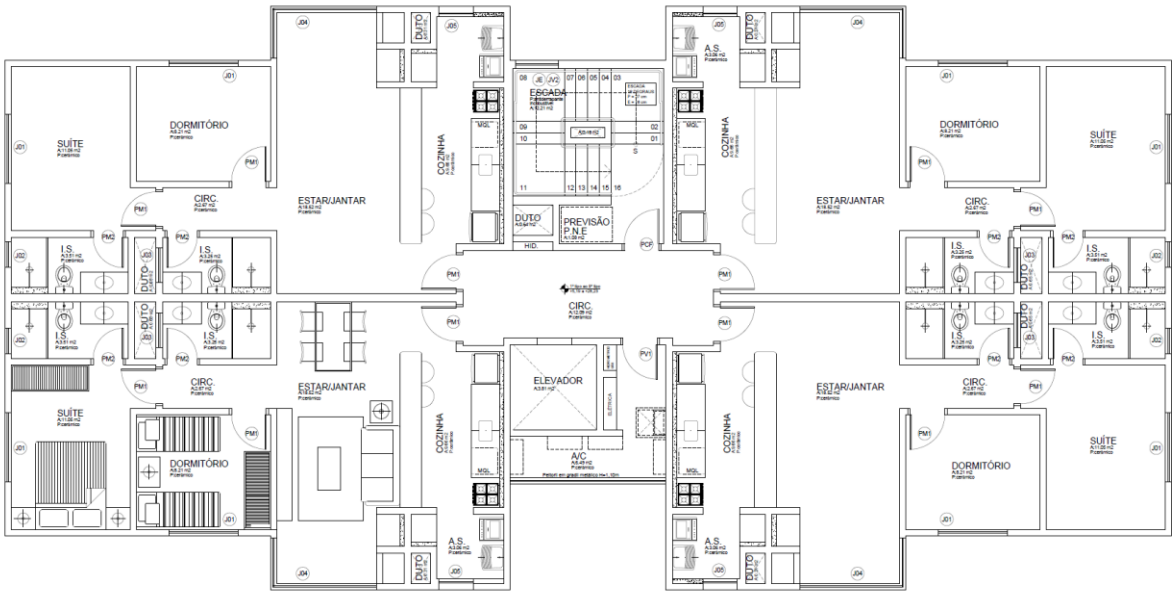

Figura 26 - Planta baixa pavimento tipo da arquitetura
Fonte: Autoria Própria.

No exemplo anterior analisaram-se cinco edifícios com o único propósito de verificar a influência da modelagem e dos carregamentos em uma estrutura e como esses fatores modificam os parâmetros de estabilidade global. Neste, serão considerados mais seis edifícios, para os quais foram respeitados todos os ELU e ELS, que são os limites impostos pela norma verificando suas resistências aos esforços e limites de utilização e bem estar de uma edificação.

O primeiro e o segundo edifício são compostos por lajes maciças, o terceiro e o quarto por lajes pré-fabricadas com vigotes, o quinto e o sexto por lajes nervuradas.

A estrutura do primeiro edifício é formada por pórticos de pilares e vigas, a do segundo por pórticos de pilares e vigas com núcleo rígido junto ao elevador. As estruturas dos demais

seguira o mesmo formato do primeiro e segundo com a alteração do terceiro e quarto para laje treliçada com vigote e o quinte e sexto com lajes nervuradas, todas as estruturas serão modeladas com pórticos de pilares e vigas e posteriormente com a inclusão de núcleo de grande rigidez.

O carregamento vertical utilizado nos pavimentos tipo de todos os edifícios foi 0,3 tf/m² de carga permanente, considerando contrapiso, revestimentos, alvenarias e cargas especiais para parede de divisórias. O carregamento vertical de sobrecarga de utlização considerado foi de 0,15 tf/m² como recomendado para ambientes residenciais. Para a cobertura foi utilizado 0,05 tf/m² de carga permanente e 0,15 tf/m² de carga acidental.

A ação horizontal considerada foi a do vento, com as características:

- Velocidade básica 45 m/s;
- Fator do terreno igual a 1,0 (S1);
- Categoria de Rugosidade IV (S2);
- Classe da Edificação B (S2);
- Fator estatístico igual a 1,0 (S3)
- Coeficiente de arrasto foi calculado automaticamente pelo sistema CAD/TQS, considerando vento de baixa turbulência nas direções 90º - 270º e 0º - 180º, chamados de +Y, -Y e +X , -X.

Para todos os modelos também foi considerada a mesma altura entre pavimentos como mostra a Figura 27 que representa o corte esquemático do edifício, sendo o pé direito entre pavimentos 2,88 m e altura total da edificação de 31,68 m.

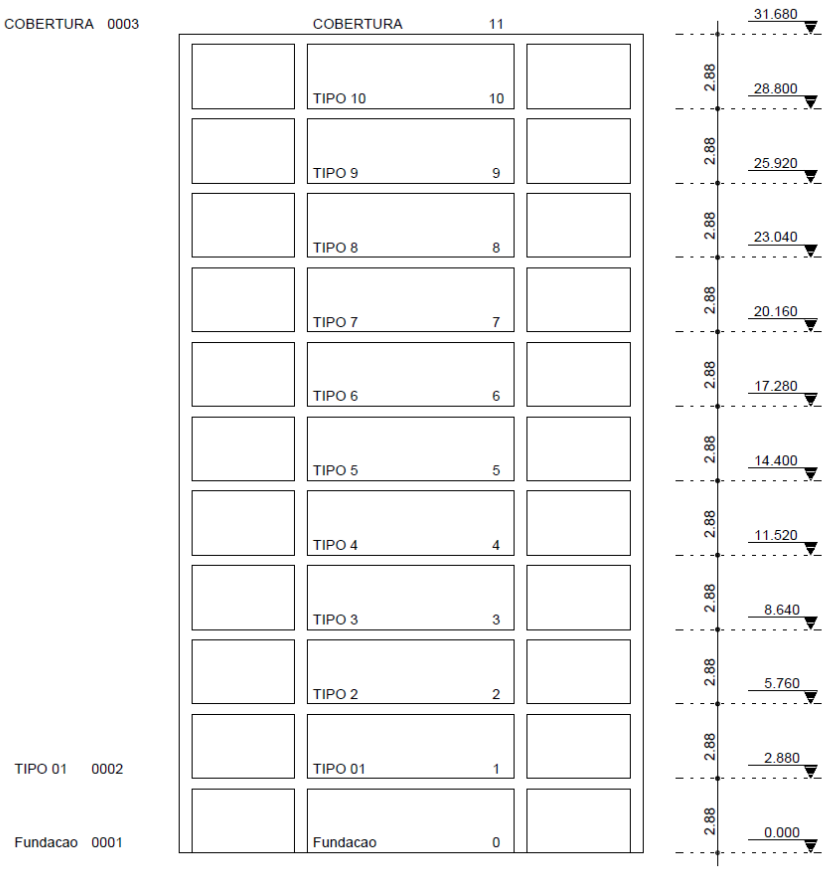

Figura 27 – Corte Esquemático Edifício 02

Fonte: Autoria Própria

4.3.1 Edifício 2.1 – Laje Maciça

Na figura 28, pode-se observar o pavimento tipo do Edifício 2.1 analisado, que é composto por pórticos de pilares e vigas com lajes maciças.

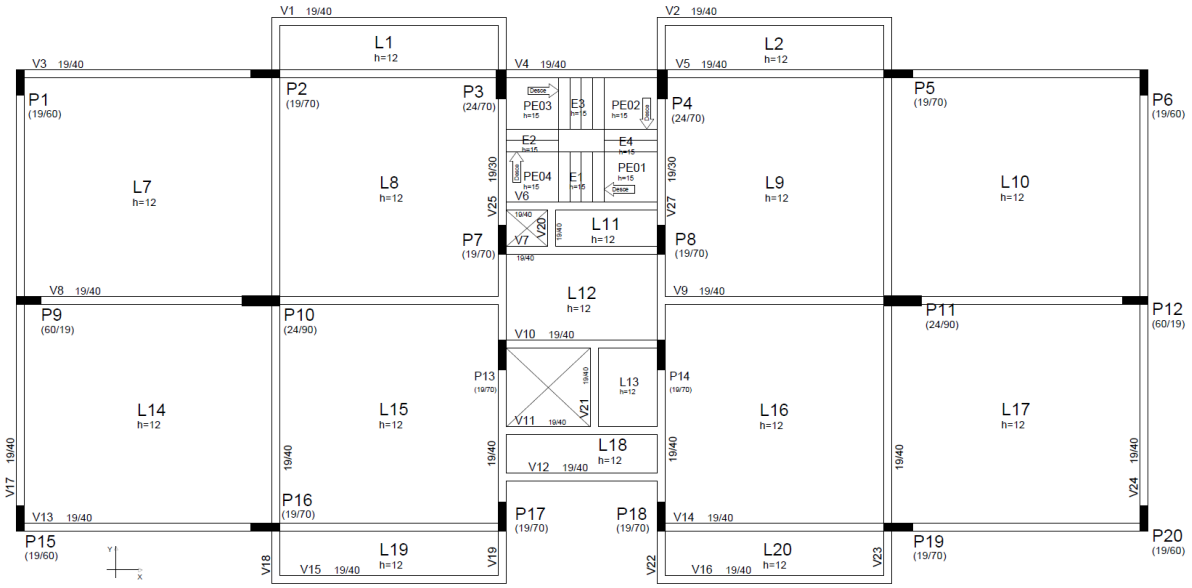

Figura 28 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.1

Fonte: Autoria Própria

As Figuras 29 e 30 mostram as vistas em perspectiva, uma mostrando o edifício como um todo e a outra indicando detalhe interno mostrando as lajes maciças, sendo que o edifício possui 12 pavimentos.

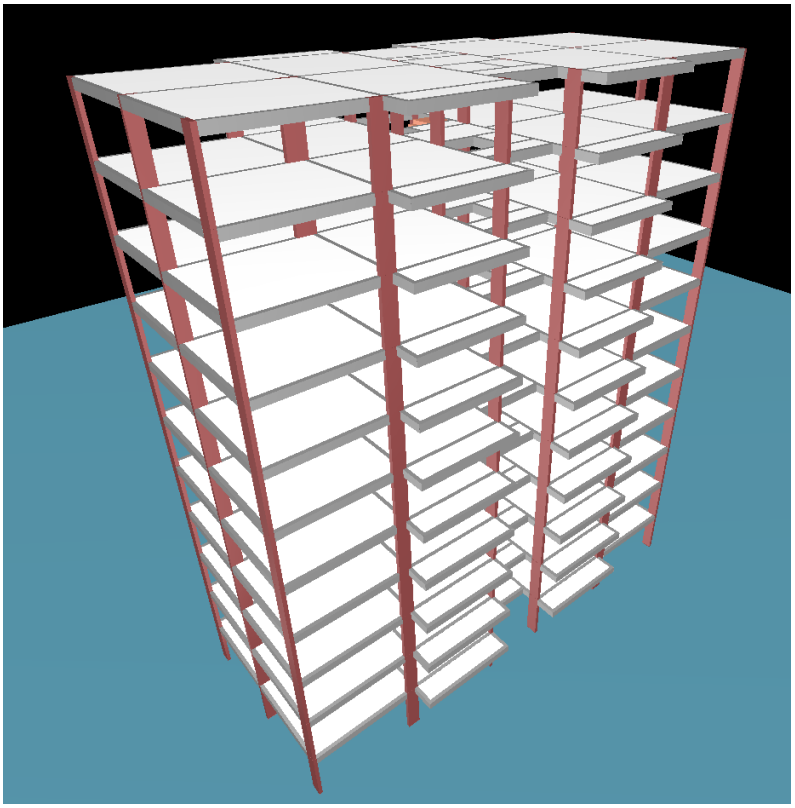

Figura 29 - Vista em perspectiva do edifício 2.1

Fonte: Autoria Própria.

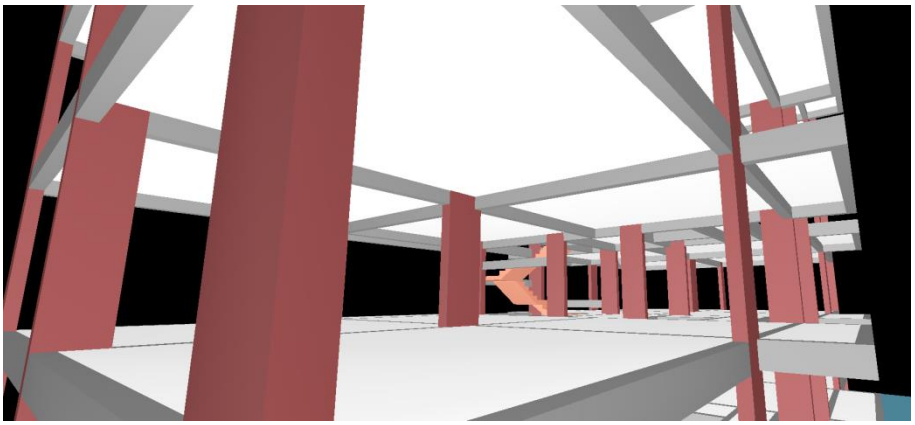

Figura 30 - Vista em perspectiva do edifício 2.1, mostrando as lajes maciças

Fonte: Autoria Própria.

A primeira análise de estabilidade realizada no edifício 2.1 para os quatro casos simples de vento na Tabela 11.

Tabela 11 - Resultados da análise do Edifício 2.1 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,30	1839,30	662,40	662,40
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	168,40	168,40	83,00	83,00
Deslocamento de topo (m)	1,47	1,47	0,76	0,76
Gama Z (Yz)	1,132	1,132	1,190	1,190
Alfa (α)	0,762	0,762	0,893	0,893

Fonte: Autoria Própria

Pelo resultado gerado o edifício precisa ser calculado considerando os efeitos de segunda ordem, já que houve Gama Z $\geq$ 1,10, confirmado pelo parâmetro alfa que também teve valores acima de 0,5. No entando, antes de tirar estas conclusões é preciso analisar como a estrutura se comporta com casos de carregamento de vento associados às diversas combinações utilizadas para dimensionamento da estrutura. Esta preocupação na análise se deve ao fato que os deslocamentos horizontais de uma edificação não são necessariamente originados apenas por carregamentos horizontais, como considerado nas formulações dos parâmetros de instabilidade. Isso ocorre em estruturas onde há uma assimetria do carregamento vertical aplicado ou mesmo da própria geometria do prédio, sistuações bastante comuns nas construções reais. A implicação disto na análise da estabilidade é que este carregamento excêntrico sozinho ira gerar um momento de tombamento aumentando em um sentido e diminuindo no outro o valor de Gama Z para a mesma direção considerada x ou y.

É necessário comparar valores de Gama Z para todas as combinações estabelecidas para o ELU em uma estrutura, também se o valor de P-Delta, chamado de RM2M1 no CAD/TQS está equivalente ao de Gama Z, sabendo que P-Delta é o processo mais refinado, atualmente, para cálculos de estabilidade de estruturas.

No Edifício 2.1, como nos demais que foram analisados, foram consideradas para efeitos de combinações de vento e cargas verticais e horizontais, as combinações em cada

direção de vento que estão listadas na Tabela 16, que combinam peso próprio (PP), peso permanente (PERM), carga acidental (ACID) e vento na direção +Y (VENT1), na direção -Y (VENT2), na direção +X (VENT3), na direção -X (VENT4).

Tabela 12 - Combinações ELU para os casos de vento na direção X e Y

caso	Titulo
10	PP + PERM + ACID + 0,6 VENT 1
11	PP + PERM + ACID + 0,6 VENT 2
12	PP + PERM + ACID + 0,6 VENT 3
13	PP + PERM + ACID + 0,6 VENT 4
14	PP + PERM + 0,5 ACID + VENT 1
15	PP + PERM + 0,5 ACID + VENT 2
16	PP + PERM + 0,5 ACID + VENT 3
17	PP + PERM + 0,5 ACID + VENT 4

Fonte: Autoria Própria.

Considerando estas combinações da Tabela 12 para análise da estabilidade com os casos combinados de carregamento e vento, tem-se as Tabelas 13 e 14.

Tabela 13 - Resultado da análise do edifício 2.1 para as combinações 10,11,12 e 13

Combinações PP + PERM + ACID + 0,6 VENT				
Combinação	10	11	12	13
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1103,60	1103,60	397,70	397,40
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	119,80	112,30	72,20	49,10
Gama Z (γz)	1,109	1,102	1,198	1,127
Alfa (α)	0,828	0,797	1,067	0,885
RM2M1	1,138	1,130	1,231	1,157

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 14 - Resultado da análise do edifício 2.1 para as combinações 14,15,16 e 17

Combinações PP + PERM + 0,5 ACID + VENT				
Combinação	14	15	16	17
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,30	1839,30	662,40	662,40
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	194,60	187,90	109,30	89,60
Gama Z (γz)	1,106	1,102	1,176	1,140
Alfa (α)	0,817	0,800	1,019	0,924
RM2M1	1,135	1,130	1,210	1,172

Fonte: Autoria Própria

Pode-se verificar com estas análises que houve uma variação nos valores dos parâmetros de instabilidade ao se considerar as diversas combinações de carregamento do ELU para uma mesma direção. Isto implica que a estrutura possui deslocabilidade horizontal ocasionada por cargas verticais, e não somente pelas horizontais como considerado no carregamento simples de vento.

Agora comparando os valores de Gama Z com P-Delta, se verifica que em todas as combinações o P-Delta foi maior que Gama Z, trazendo a consideração que para essa edificação o Gama Z é contra a segurança e com valores menores que o de P-Delta. O valor de P-Delta encontrado foi de 1,231 no caso 12 com vento +X e o maior valor de Gama Z tambem encontrado no caso 12 foi de 1,198, um aumento de 2,75 %, isso corresponde a momentos de segunda ordem 2,75% maiores. Na prática, a partir do resultado encontrado, o projetista deve considerar os momentos de segunda ordem calculados pelo método P-Delta já que os valores encontrados são maiores que os de Gama Z.

4.3.2 Edifício 2.2 – Laje Maciça com Núcleo Rígido

Na Figura 31, se observa o pavimento tipo do Edifício 2.2 analisado, que é composto por pórticos de pilares e vigas com lajes maciças e a aplicação de um núcleo rígido na região do elevador.

Figura 31 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.2

Fonte: Autoria Própria

Nas Figuras 32 e 33 pode-se observar as vistas em perspectiva, uma mostrando o edifício como um todo e a outra indicando detalhe interno mostrando as lajes maciças e núcleo rígido.

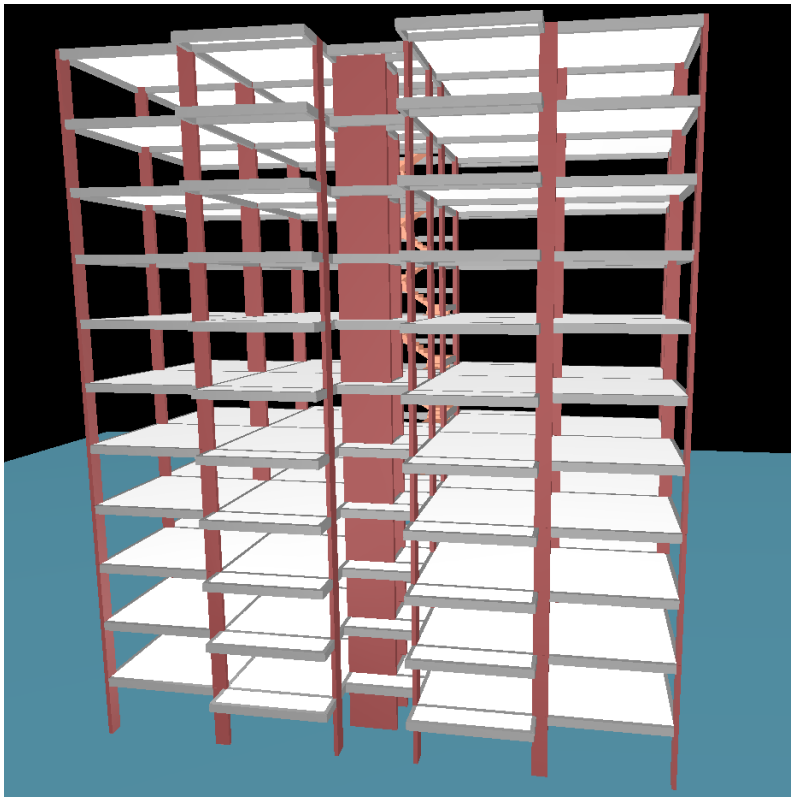

Figura 32 - Vista em perspectiva do edifício 2.2

Fonte: Autoria Própria

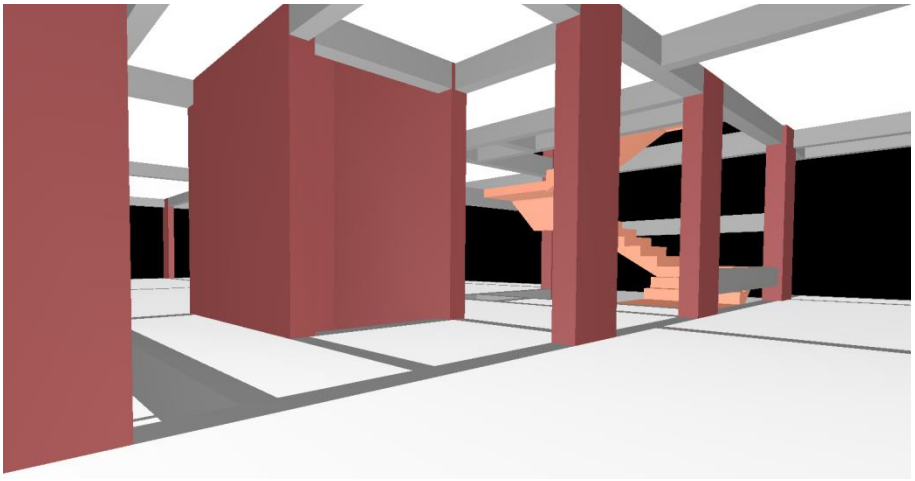

Figura 33 - Vista em perspectiva do edifício 2.2, mostrando as lajes maciças e núcleo rígido

Fonte: Autoria Própria

A primeira análise de estabilidade realizada no edifício 2.1 para os quatro casos simples de vento na Tabela 15.

Tabela 15 - Resultados da análise do Edifício 2.2 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,60	1839,60	662,30	662,30
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	68,60	68,60	33,50	33,50
Deslocamento de topo (cm)	0,97	0,97	0,43	0,43
Gama Z (γz)	1,050	1,050	1,069	1,069
Alfa (α)	0,537	0,537	0,618	0,618

Fonte: Autoria Própria

Pelo resultado gerado o edifício não precisa ser calculado considerando os efeitos de segunda ordem, já que houve Gama $Z \leq 1{,}10$, a inclusão do núcleo rígido reduziu consideravemente o valor de Gama Z no edifício 2.2 comparado ao edifício 2.1 devido ao fato que é um elemento de grande rigidez, comparando ao parâmetro alfa se tem um edifício de nós móveis. É preciso analisar como a estrutura se comporta com casos de carregamento de vento associados às diversas combinações utilizadas para dimensionamento da estrutura.

Considerando todas combinações para análise da estabilidade com os casos combinados de carregamento e vento tem-se as Tabelas 16 e 17.

Tabela 16 - Resultado da análise do edifício 2.2 para as combinações 10,11,12 e 13

Combinações PP + PERM + ACID + 0,6 VENT				
Combinação	10	11	12	13
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1103,70	1103,70	397,40	397,40
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	44,90	42,50	27,10	16,80
Gama Z (γz)	1,038	1,036	1,066	1,040
Alfa (α)	0,562	0,542	0,712	0,569
RM2M1	1,052	1,049	1,087	1,054

Fonte: Autoria Própria

Tabela 17 - Resultado da análise do edifício 2.1 para as combinações 14,15,16 e 17

Combinações PP + PERM + 0,5 ACID + VENT				
Combinação	14	15	16	17
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,60	1839,60	662,30	662,30
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	73,50	71,40	40,70	31,90
Gama Z (γz)	1,038	1,037	1,059	1,046
Alfa (α)	0,556	0,546	0,678	0,604
RM2M1	1,051	1,049	1,078	1,061

Fonte: Autoria Própria

Pode-se verificar com estas análises que houve uma variação nos valores dos parâmetros de instabilidade ao se considerar as diversas combinações de carregamento do ELU para uma mesma direção. Isto implica que a estrutura possui deslocabilidade horizontal ocasionada por cargas verticais, e não somente pelas horizontais como considerado no carregamento simples de vento.

Agora comparando os valores de Gama Z com P-Delta, se verifica que os valores de Gama Z e P-Delta não diferem muito em praticamente todas as combinações, sendo que somente na combinação de carregamentos para a direção + X o P-Delta tem valor maior que Gama Z. Maior valor de P-Delta encontrado foi de 1,087 no caso 12 com vento +X e o maior valor de Gama Z encontrado no caso simples de vento para a direção +X foi de 1,069, um aumento de 1,00 % nos valores, em apenas uma direção. Com isso os valores de Gama Z são considerados coerentes e podem ser usados para calculos de momento de segunda ordem e o núcleo de rigidez se mostrou eficaz para o aumento da estabilidade do edifício.

Comparando o edifício 2.1 com o 2.2, pode-se notar uma grande diferença entre valores de Gama Z sendo que no edifício 2.1 para a direção +Y foi 1,132 e +X de 1,190. A redução de valores de Gama Z com a aplicação de núcleo rígido foi de 7,8 % na direção +Y e 11,31% na direção +X, se mostrando muito eficaz o núcleo rígido para essa estrutura de laje maciça.

4.3.3 Edifício 2.3 - Laje Treliçada

Na Figura 34, pode-se observar o pavimento tipo do Edifício 2.3 analisado, que é composto por pórticos de pilares e vigas com lajes treliçadas.

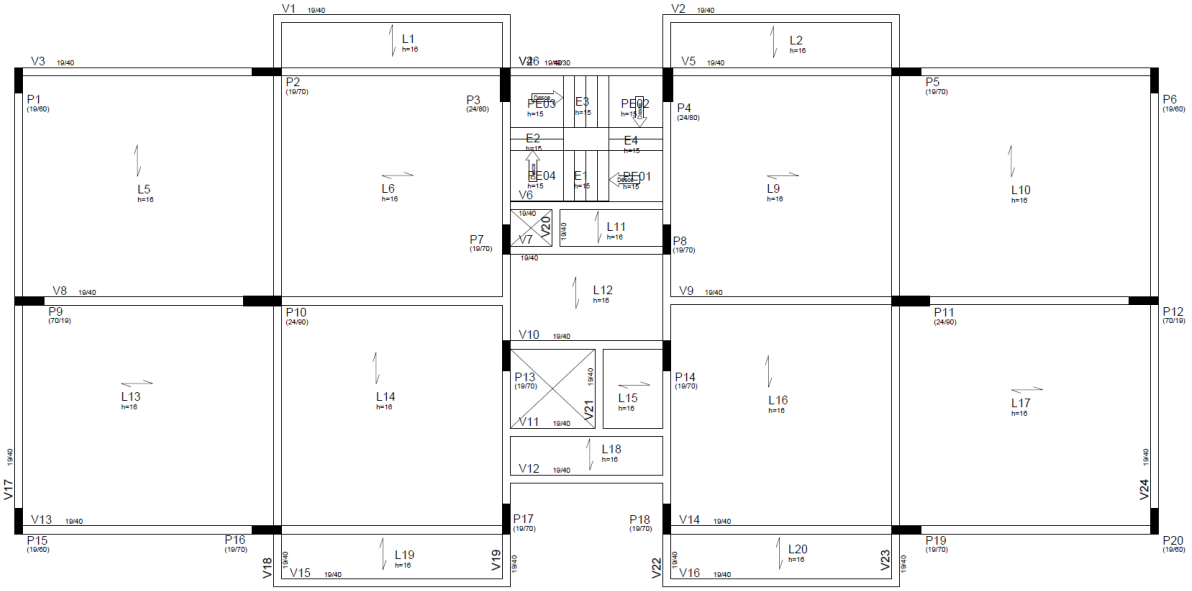

Figura 34 – Planta de forma pavimento tipo edificação 2.3

Fonte: Autoria Própria

As Figuras 35 e 36 pode se observar as vistas em perspectiva, uma mostrando o edifício como um todo e a outra indicando detalhe interno mostrando as lajes treliçadas.

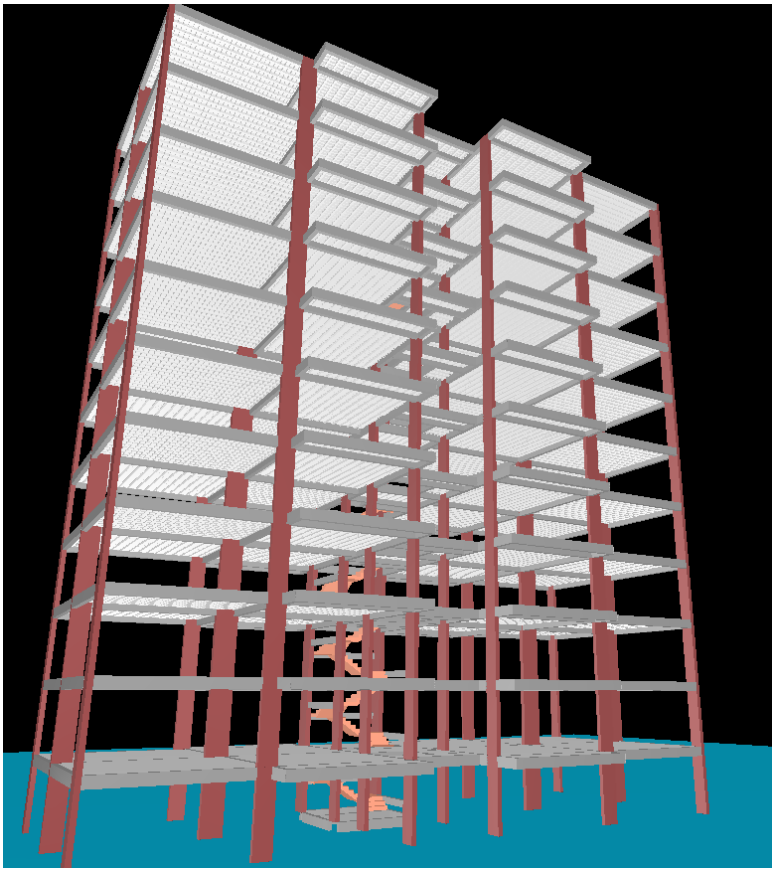

Figura 35 - Vista em perspectiva do edifício 2.3

Fonte: Autoria Própria

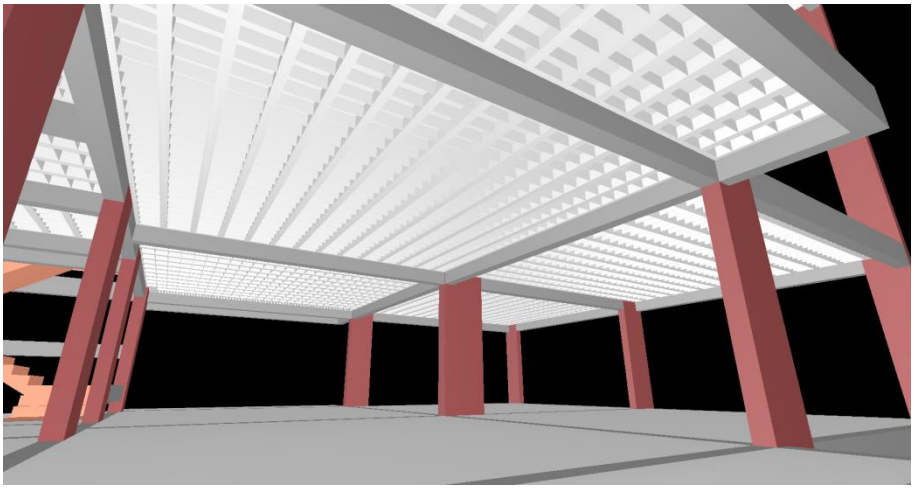

Figura 36 - Vista em perspectiva do edifício 2.3, mostrando as lajes maciças

Fonte: Autoria Própria.

A primeira análise de estabilidade realizada no edifício 2.3 para os quatro casos simples de vento na Tabela 18.

Tabela 18 - Resultados da análise do Edifício 2.3 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,60	1839,60	662,30	662,30
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	190,30	190,30	105,30	105,30
Deslocamento de topo (cm)	1,69	1,69	1,02	1,02
Gama Z (γz)	1,152	1,152	1,254	1,254
Alfa (α)	0,816	0,816	1,021	1,021

Fonte: Autoria Própria

Pelo resultado gerado o edifício precisa ser calculado considerando os efeitos de segunda ordem, já que houve Gamaz $\geq$ 1,10, confirmado pelo parâmetro alfa que também teve valores acima de 0,5. No entando, antes de tirar estas conclusões é preciso analisar como a estrutura se comporta com casos de carregamento de vento associados às diversas combinações utilizadas para dimensionamento da estrutura.

Considerando estas combinações para análise da estabilidade com os casos combinados de carregamento e vento tem-se as Tabelas 19 e 20.

Tabela 19 - Resultado da análise do edifício 2.3 para as combinações 10,11,12 e 13

Combinações PP + PERM + ACID + 0,6 VENT				
Combinação	10	11	12	13
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1103,80	1103,80	397,40	397,40
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	147,50	120,00	90,10	73,60
Gama Z (γz)	1,138	1,110	1,260	1,202
Alfa (α)	0,937	0,817	1,210	1,098
RM2M1	1,170	1,138	1,288	1,236

Fonte: Autoria Própria

Tabela 20 - Resultado da análise do edifício 2.3 para as combinações 14,15,16 e 17

Combinações PP + PERM + 0,5 ACID + VENT				
Combinação	14	15	16	17
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,60	1839,60	662,30	662,30
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	232,30	207,50	140,20	126,30
Gama Z (γz)	1,130	1,114	1,238	1,210
Alfa (α)	0,905	0,840	1,171	1,113
RM2M1	1,161	1,144	1,269	1,243

Fonte: Autoria Própria

Pode-se verificar com estas análises que houve uma variação nos valores dos parâmetros de instabilidade ao se considerar as diversas combinações de carregamento do ELU para uma mesma direção. Isto implica que a estrutura possui deslocabilidade horizontal ocasionada por cargas verticais, e não somente pelas horizontais como considerado no carregamento simples de vento.

Agora comparando os valores de Gama Z com P-Delta, se verifica que nas direções +Y e +X se obteve valores de P-Delta maiores que Gamaz.O maior valor de P-Delta encontrado foi de 1,288 no caso 12 com vento +X e o maior valor de Gama Z, também encontrado no caso 12 foi de 1,26, isso corresponde a momentos de segunda ordem 1,00% maiores. O calculo de Gama Z apenas para os casos simples de vento são considerados menores que os calculados pelo P-Delta, assim para a situação do edifício 2.3 com lajes treliçadas deve-se utilizar o P-Delta para calculos de momento de segunda ordem.

4.3.4 Edifício 2.4 – Laje Treliçada com Núcleo Rígido

Na Figura 37, se pode observar o pavimento tipo do Edifício 2.4 analisados, que é composto por pórticos de pilares e vigas com lajes treliçadas e a aplicação de um núcleo rígido na região do elevador.

Figura 37 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.4

Fonte: Autoria Própria.

Nass Figuras 38 e 39 pode-se observar as vistas em perspectiva, uma mostrando o edifício como um todo e a outra indicando detalhe interno mostrando as lajes treliçadas e núcleo rígido.

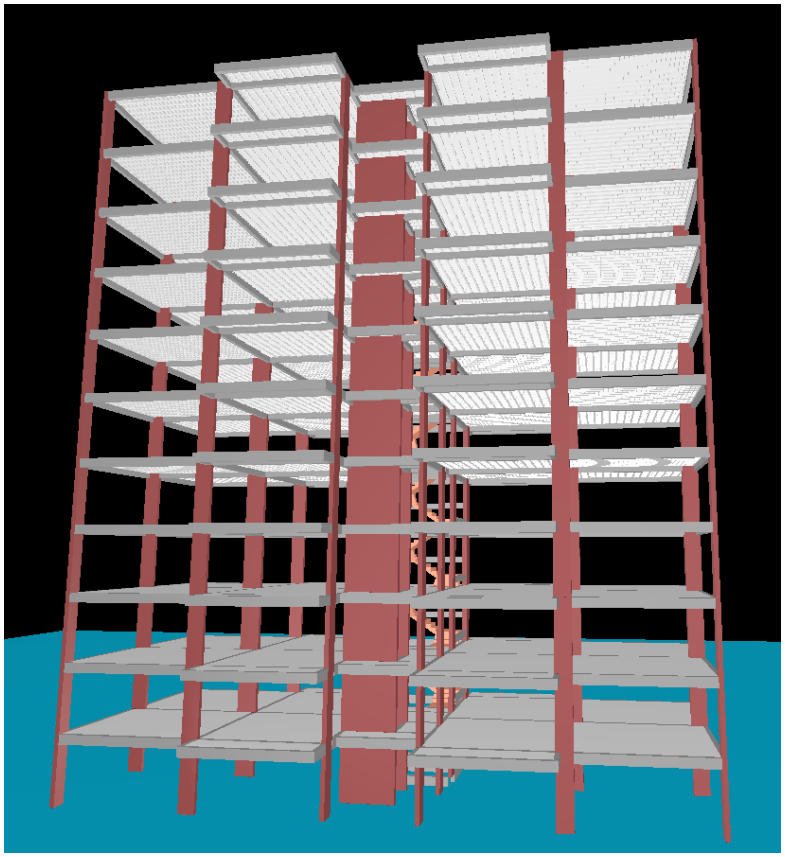

Figura 38 - Vista em perspectiva do edifício 2.4

Fonte: Autoria Própria

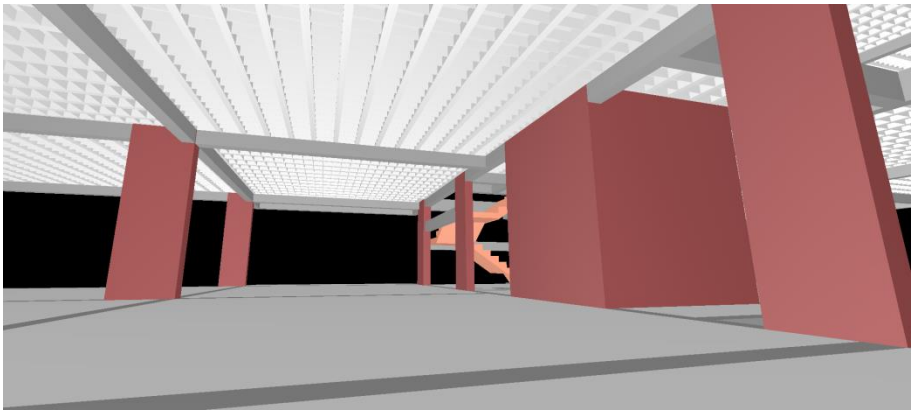

Figura 39 - Vista em perspectiva do edifício 2.4, mostrando as lajes treliçadas e núcleo rígido

Fonte: Autoria Própria

A primeira análise de estabilidade realizada no edifício 2.4 para os quatro casos simples de vento na Tabela 21.

Tabela 21 - Resultados da análise do Edifício 2.4 para os casos de carregamento de vento na direção X eY

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,80	1839,80	662,20	662,20
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	74,00	74,00	38,60	38,60
Deslocamento de topo (cm)	1,13	1,13	0,54	0,54
Gama Z (γz)	1,054	1,054	1,080	1,080
Alfa (α)	0,563	0,563	0,675	0,675

Fonte: Autoria Própria.

Pelo resultado gerado o edifício não precisa ser calculado considerando os efeitos de segunda ordem, já que houve Gama $Z \leq 1{,}10$, a inclusão do núcleo rígido reduziu consideravemente o valor de Gama Z no edifício 2.4 comparado ao edifício 2.3 devido ao fato que é um elemento de grande rigidez, porém comparando ao parâmetro alfa temos um edifício de nós móveis. É preciso analisar como a estrutura se comporta com casos de carregamento de vento associados às diversas combinações utilizadas para dimensionamento da estrutura.

Considerando estas combinações para análise da estabilidade com os casos combinados de carregamento e vento tem-se as Tabelas 22 e 23.

Tabela 22 - Resultado da análise do edifício 2.4 para as combinações 10,11,12 e 13

Combinações PP + PERM + ACID + 0,6 VENT				
Combinação	10	11	12	13
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1103,90	1103,90	397,30	397,30
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	53,50	41,40	31,10	20,60
Gama Z (γz)	1,046	1,035	1,077	1,049
Alfa (α)	0,626	0,534	0,781	0,630
RM2M1	1,062	1,048	1,100	1,066

Fonte: Autoria Própria

Tabela 23 - Resultado da análise do edifício 2.4 para as combinações 14,15,16 e 17

Combinações PP + PERM + 0,5 ACID + VENT				
Combinação	14	15	16	17
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,80	1839,80	662,20	662,20
Momento de segundar ordem M2 (tf.m)	84,00	73,20	47,30	38,10
Gama Z (γz)	1,043	1,038	1,069	1,055
Alfa (α)	0,604	0,555	0,745	0,666
RM2M1	1,058	1,051	1,091	1,073

Fonte: Autoria Própria

Comparando os valores de Gama Z com P-Delta, se verifica que os valores de Gama Z e P-Delta diferem entre eles, sendo que todos os valores de RM2M1 foram maiores que gamaz. Maior valor de P-Delta encontrado foi de 1,100 no caso 12 com vento +X e o maior valor de Gama Z encontrado no caso simples de vento para a direção +X foi de 1,077, um aumento de 2,00 % no entre eles, o edificio tanto em Gama Z como em P-Delta é considerado de nós fixos, não precisando de análise de segunda ordem para o mesmo. Gama Z se mostrou eficaz e pode ser utilizado como parâmetro de instabilidade.

Comparando o edifício 2.3 com o 2.4, pode-se notar uma grande diferença entre valores de Gama Z sendo que no edifício 2.3 para a direção +Y foi 1,152 e +X de 1,254. A redução de valores de Gama Z com a aplicação de núcleo rígido foi de 9,3 % em média na direção +Y e 16,11% em média na direção +X, se mostrando muito eficaz o núcleo rígido para essa estrutura treliçada.

4.3.5 Edifício 2.5 – Laje Nervurada

Na Figura 40, pode-se observar o pavimento tipo do Edifício 2.5 analisados, que é composto por pórticos de pilares e vigas com lajes nervuradas.

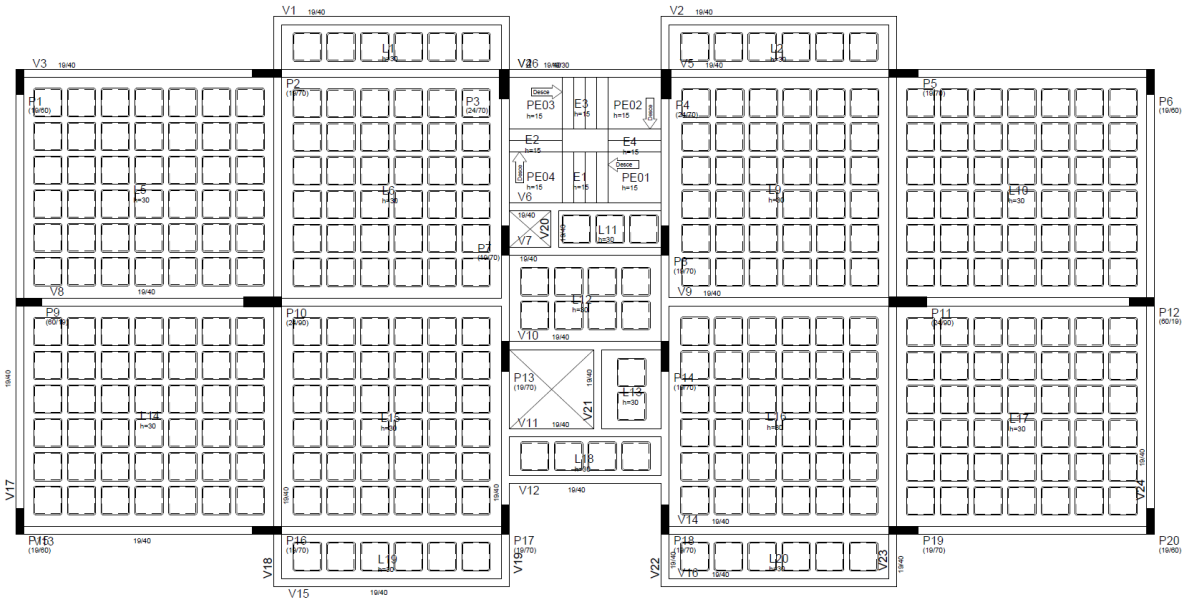

Figura 40 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.5

Fonte: Autoria Própria

Nas figuras 41 e 42 pode se observar as vistas em perspectiva, uma mostrando o edifício como um todo e a outra indicando detalhe interno mostrando as lajes treliçadas.

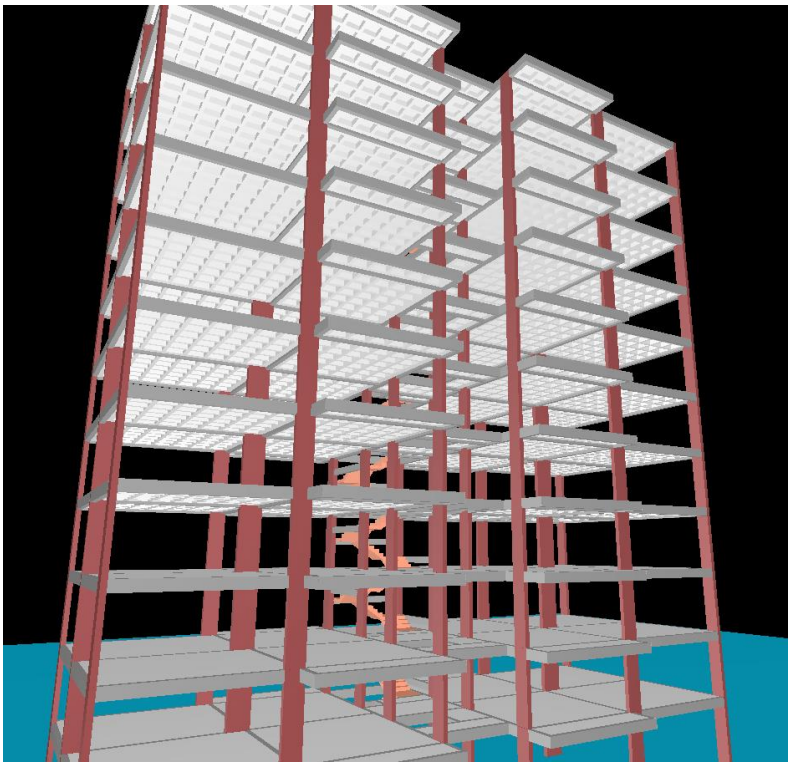

Figura 41 - Vista em perspectiva do edifício 2.5

Fonte: Autoria Própria

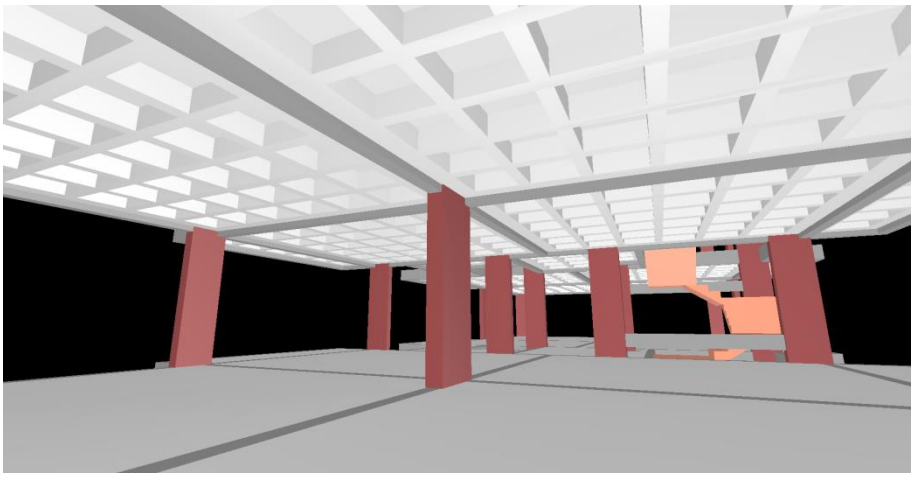

Figura 42 - Vista em perspectiva do edifício 2.5, mostrando as lajes nervuradas

Fonte: Autoria Própria

A primeira análise de estabilidade realizada no edifício 2.5 para os quatro casos simples de vento esta na Tabela 24.

Tabela 24 - Resultados da análise do Edifício 2.5 para os casos de carregamento de vento na direção X e Y

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,30	1839,30	662,40	662,40
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	182,80	182,80	98,20	98,20
Deslocamento de topo (cm)	1,45	1,45	0,81	0,81
Gama Z (γz)	1,145	1,145	1,233	1,233
Alfa (α)	0,793	0,793	0,972	0,972

Fonte: Autoria Própria.

Pelo resultado gerado o edifício precisa ser calculado considerando os efeitos de segunda ordem, já que houve Gamaz≥1,10, confirmado pelo parâmetro alfa que também teve valores acima de 0,5. No entando, antes de tirar estas conclusões é preciso analisar como a estrutura se comporta com casos de carregamento de vento associados às diversas combinações utilizadas para dimensionamento da estrutura.

Considerando estas combinações para análise da estabilidade com os casos combinados de carregamento e vento tem-se as Tabelas 25 e 26.

Tabela 25 - Resultado da análise do edifício 2.5 para as combinações 10,11,12 e 13

Combinações PP + PERM + ACID + 0,6 VENT				
Combinação	10	11	12	13
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1103,60	1103,60	397,40	397,40
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	131,90	123,20	90,90	58,70
Gama Z (γz)	1,122	1,113	1,263	1,155
Alfa (α)	0,868	0,834	1,202	0,961
RM2M1	1,152	1,142	1,291	1,188

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 26 - Resultado da análise do edifício 2.5 para as combinações 14,15,16 e 17

Combinações PP + PERM + 0,5 ACID + VENT				
Combinação	14	15	16	17
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,30	1839,30	662,40	662,40
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	214,20	206,30	136,20	108,60
Gama Z (γz)	1,118	1,114	1,230	1,175
Alfa (α)	0,856	0,837	1,139	1,014
RM2M1	1,148	1,143	1,262	1,209

Fonte: Autoria Própria.

Agora comparando os valores de Gama Z com P-Delta, se verifica que nas direções +Y e +X se obteve valores de P-Delta maiores que Gamaz. O maior valor de P-Delta encontrado foi de 1,291 no caso 12 com vento +X e o maior valor de Gama Z tambem encontrado no caso 12 foi de 1,263. Vemos que o calculo de Gama Z apenas para os casos simples de vento são considerados menores, cerca de 4,7 % para os maiores valores, que os calculados pelo P-Delta que é o calculo mais refinado de estabilidade global, assim para a situação do edifício 2.5 com lajes nervuradas deve-se utilizar o P-Delta para cálculos de momento de segunda ordem.

4.3.6 Edifício 2.4 – Laje Nervurada com Núcleo Rígido

Na Figura 43, se pode observar o pavimento tipo do Edifício 2.6 analisado, que é composto por pórticos de pilares e vigas com lajes nervuradas e a aplicação de um núcleo rígido na região do elevador.

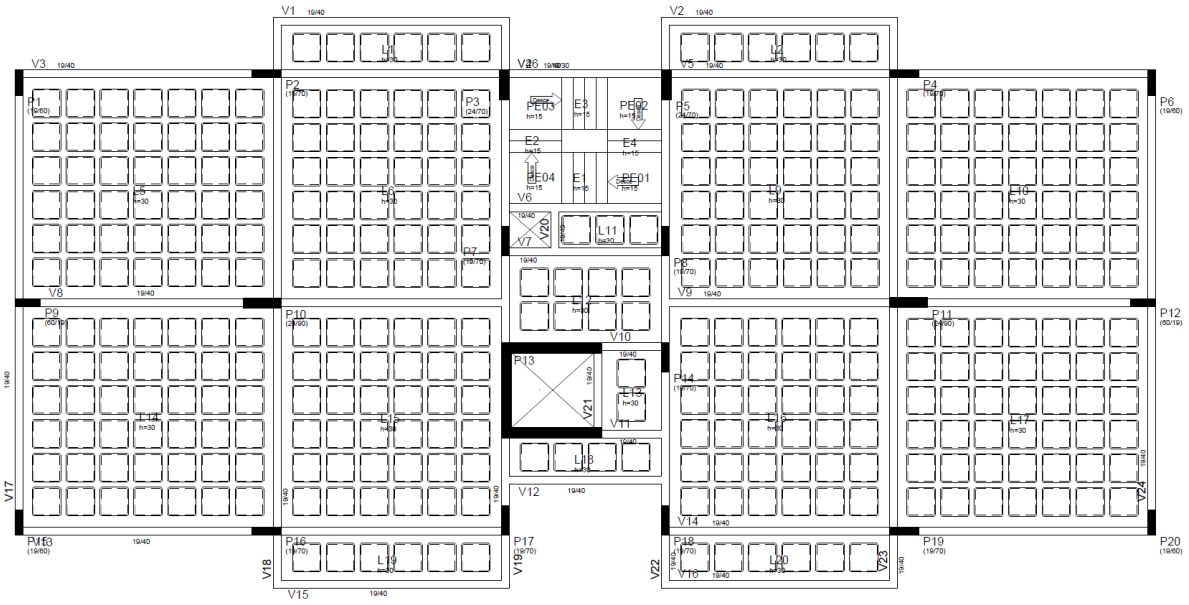

Figura 43 - Planta de forma pavimento tipo edificação 2.6

Fonte: Autoria Própria

Nas figuras 44 e 45 pode-se observar as vistas em perspectiva, uma mostrando o edifício como um todo e a outra indicando detalhe interno mostrando as lajes nervuradas e núcleo rígido.

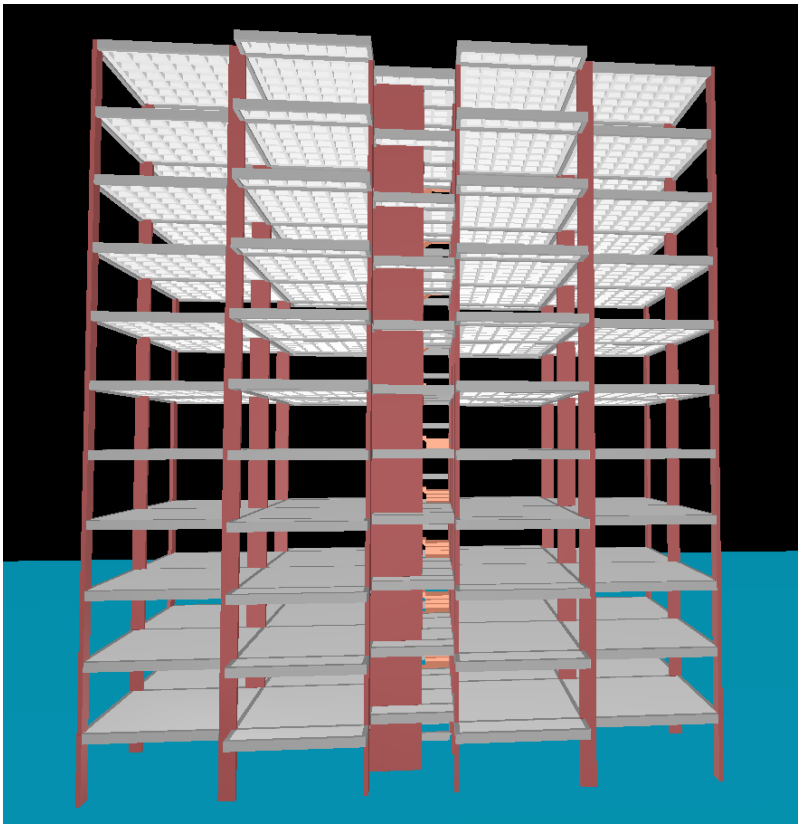

Figura 44 - Vista em perspectiva do edifício 2.6

Fonte: Autoria Própria.

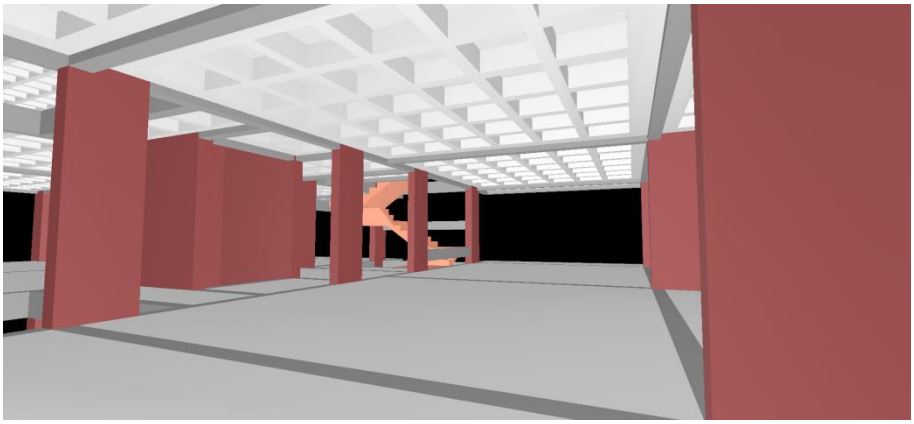

Figura 45 - Vista em perspectiva do edifício 2.6, mostrando as lajes nervuradas e núcleo rígido

Fonte: Autoria Própria

A primeira análise de estabilidade realizada no edifício 2.6 para os quatro casos simples de vento esta na Tabela 27.

Tabela 27 - Resultados da análise do Edifício 2.6 para os casos de carregamento de vento na direção X eY

Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,60	1839,60	662,30	662,30
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	75,10	75,10	38,40	38,40
Deslocamento de topo (cm)	0,98	0,98	0,46	0,46
Gama Z (γz)	1,055	1,055	1,080	1,080
Alfa (α)	0,560	0,560	0,663	0,663

Fonte: Autoria Própria

Pelo resultado gerado o edifício não precisa ser calculado considerando os efeitos de segunda ordem, já que houve Gama $Z \leq 1{,}10$, a inclusão do núcleo rígido reduziu consideravemente o valor de Gama Z no edifício 2.6 comparado ao edifício 2.5 devido ao fato que é um elemento de grande rigidez, porém comparando ao parâmetro alfa temos um edifício de nós móveis. É preciso analisar como a estrutura se comporta com casos de carregamento de vento associados às diversas combinações utilizadas para dimensionamento da estrutura.

Considerando estas combinações para análise da estabilidade com os casos combinados de carregamento e vento tem-se as Tabelas 28 e 29.

Tabela 28 - Resultado da análise do edifício 2.6 para as combinações 10,11,12 e 13

Combinações PP + PERM + ACID + 0,6 VENT				
Combinação	10	11	12	13
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1103,70	1103,70	397,40	397,40
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	50,20	46,00	33,60	17,50
Gama Z (γz)	1,043	1,039	1,083	1,042
Alfa (α)	0,594	0,561	0,799	0,575
RM2M1	1,058	1,053	1,108	1,056

Fonte: Autoria Própria

Tabela 29 - Resultado da análise do edifício 2.6 para as combinações 14,15,16 e 17

Combinações PP + PERM + 0,5 ACID + VENT				
Combinação	14	15	16	17
Sentido do vento	+ Y	- Y	+ X	- X
Momento de primeira ordem M1 (tf.m)	1839,60	1839,60	662,30	662,30
Momento de segunda ordem M2 (tf.m)	81,70	77,90	49,30	35,30
Gama Z (γz)	1,042	1,040	1,073	1,051
Alfa (α)	0,585	0,567	0,750	0,632
RM2M1	1,056	1,054	1,095	1,068

Fonte: Autoria Própria

Agora comparando os valores de Gama Z com P-Delta, se verifica que os valores de Gama Z e P-Delta diferem entre eles, sendo que todos os valores de RM2M1 foram maiores que Gama Z. Maior valor de P-Delta encontrado foi de 1,108 no caso 12 com vento +X e o maior valor de Gama Z encontrado no caso simples de vento para a direção +X foi de 1,080, um aumento de 2,60 % entre eles, assim para Gama Z o edifício não precisaria de uma análise de segundar ordem e considerando o processo P-Delta o edifício é considerado de nós móveis necessitando de tal análise. Gama Z não se mostrou eficaz e não poderia ser utilizado como parâmetro de instabilidade.

Comparando o edifício 2.6 com o 2.5, pode-se notar uma grande diferença entre valores de Gama Z sendo que no edifício 2.5 para a direção +Y foi 1,145 e +X de 1,233. A redução de valores de Gama Z com a aplicação de núcleo rígido foi de 8,5 % na direção +Y e 14,16% na direção +X, se mostrando muito eficaz o núcleo rígido para essa estrutura de laje nervurada.

4.4 Síntese dos Resultados

4.4.1 Modelos Sem Núcleo Rígido

Inicialmente comparou-se os resultados obtidos para os edifícios sem a inclusão de núcleo rígido, com resultados comparativos na Tabela 30.

Tabela 30 - Resultado da análise do edifício 2 sem núcleo rígido

Edifício modelado	Direção do Vento	Parâmetros de Estabilidade		Processo iterativo P-Delta (RM2M1)	Estado Limite de Serviço
		Gama Z	Alfa		Desl. Lateral (cm)
Edifício 2.1 Laje Maciça	90º - 270º	1,132	0,828	1,138	1,47
	0º - 180º	1,198	1,067	1,231	0,76
Edifício 2.3 Laje Pré-Fabricada	90º - 270º	1,152	0,937	1,170	1,69
	0º - 180º	1,260	1,210	1,288	1,02
Edifício 2.5 Laje Nervurada	90º - 270º	1,145	0,868	1,152	1,45
	0º - 180º	1,263	1,202	1,291	0,81

Fonte: Autoria Própria

Para o edifício 2.1 com laje maciça sem núcleo rígido, se obteve valores de Gama Z na ordem de 1,132 e 1,198 paras as direçoes de vento em 90º-270º e 0º-180º. Ja para as mesmas direções usando o processo iteratido P-Delta o valores de RM2M1 nas memas direções se obteve, respectivamente, 1,138 e 1,231. Nota-se que o valor de RM2M1 na direção 0º-180º, para a pior situação de combinações, é maior que o coefiente Gama Z obtido no caso simples de vento, um aumento de 2,75% nos valores de momentos de segunda ordem, na prática, a partir do resultado encontrado, deve-se considerar os momentos de segunda ordem calculados pelo fator RM2M1 para chegar na correta verificação da estrutura, o coeficiente Gama Z se mostrou com valores contra a segurança nesse primeiro caso.

Para o edifício 2.3 com laje pré-fabricada com vigotes treliçados sem núcleo rígido, se obteve valores de Gama Z na ordem de 1,152 e 1,260 paras as direçoes de vento em 90º-270º e 0º-180º. Ja para as mesmas direções usando o processo iteratido P-Delta o valor de RM2M1 nas memas direções se obteve, respectivamente, 1,170 e 1,288. Nota-se que o valor de RM2M1 nesse caso para as duas direções, é maior que os coefientes Gama Z, que novamente se mostrou falho comparado ao método mais refinado.

Para o edifício 2.5 com laje nervurada sem núcleo rígido, se obteve valores de Gama Z na ordem de 1,145 e 1,263 paras as direçoes de vento em 90º-270º e 0º-180º. Ja para as mesmas direções usando o processo iteratido P-Delta o valor de RM2M1 se obteve, respectivamente,

1,152 e 1,291. Nota-se que o valor de RM2M1 nesse terceiro caso para as duas direções, é maior que os coefientes Gama Z, que novamente se mostrou falho comparado ao método mais refinado.

Comparando as três estruturas com as diferentes lajes executadas obtiveram valores de estabilidade global diferente entre elas, sendo que o edifício 2.1 com laje maciça obteve os melhores resultados de estabilidade e o edifício 2.3 com laje pré-fabricada de vigotes treliçados os piores resultados, mostrando maiores deslocamentos para estrutura. Todas as estruturas se mostraram dentro do limite de coeficiente Gama Z delimitado em 1,3 pela ABNT NBR 6118:2014 e sendo calculadas como estruturas de nós móveis, com maiores deslocamentos na direção 0º-180º.

4.4.2 Modelos Com Núcleo Rígido

A Tabela 31, mostra o comparativo entre valores obtidos para o Edifício 2 com a inclusão de núcleo rígido.

Tabela 31 - Resultado da análise do edifício 2 com inclusão de núcleo rígido

Edifício modelado	Direção do Vento	Parâmetros de Estabilidade		Processo iterativo P-Delta (RM2M1)	Estado Limite de Serviço
		Gama Z	Alfa		Desl. Lateral (cm)
Edifício 2.2	90º - 270º	1,050	0,562	1,052	0,97
	0º - 180º	1,069	0,712	1,087	0,43
Edifício 2.4	90º - 270º	1,054	0,626	1,062	1,13
	0º - 180º	1,080	0,781	1,100	0,54
Edifício 2.6	90º - 270º	1,055	0,594	1,058	0,98
	0º - 180º	1,083	0,799	1,108	0,46

Fonte: Autoria Própria

Para o edifício 2.2 com laje maciça e inclusão de núcleo rígido, se obteve valores de Gama Z na ordem de 1,050 e 1,069 paras as direçoes de vento em 90º-270º e 0º-180º. Ja para as mesmas direções usando o processo iteratido P-Delta o valor de RM2M1 nas memas direções se obteve, respectivamente, 1,052 e 1,087. Nota-se que os valore de RM2M1 nas duas direções, para a piores situações de combinações, são muito próximos aos do coefiente Gama Z obtido

no caso simples de vento. Tanto para Gama Z quanto para RM2M1 a estrutura é considerada de nós fixos, podendo ser desprezados os efeitos de segunda ordem na estrutura, com isso Gama Z nessa situação se mostra eficaz para a análise dos efeitos de segunda ordem.

Para o edifício 2.4 com laje pré-fabricada com vigotes treliçados e inclusão de núcleo rígido, se obteve valores de Gama Z na ordem de 1,054 e 1,080 paras as direçoes de vento em 90º-270º e 0º-180º. Com o processo iteratido P-Delta o valor de RM2M1 nas memas direções se obteve, respectivamente, 1,062 e 1,100. Nota-se que os valore de RM2M1 nas duas direções, para a piores situações de combinações, são muito próximos aos do coefiente Gama Z obtido no caso simples de vento. Tanto para Gama Z quanto para RM2M1 a estrutura é considerada de nós fixos, podendo ser desprezados os efeitos de segunda ordem na estrutura, com isso Gama Z nessa situação se mostra eficaz para a análise dos efeitos de segunda ordem.

Para o edifício 2.6 com laje nervurada e inclusão de núcleo rígido, se obteve valores de Gama Z na ordem de 1,055 e 1,083 paras as direçoes de vento em 90º-270º e 0º-180º. Com o processo iteratido P-Delta o valor de RM2M1 nas memas direções se obteve, respectivamente, 1,058 e 1,108. Para esse modelo verifica-se que na direção 0º-180º pelo coeficiente Gama Z o edifício é considerado de nós fixos e pelo processo P-Delta teria de ser considerado de nós móveis, como o processo P-Delta é um método mais preciso o Gama Z vai contra a segurança e o projetista deve adotar o método mais refinado para seus calculo final da estrutura.

Em um comparativo de estruturas com núcleos rígidos implementados se verifica uma proximidade entre valores dos parâmetros de estabilidade global, sendo que a maioria dos modelos analisados a estrutura foi considerada nós fixos, vale ressaltar que somente o modelo 2.6 de laje nervurada para a direção 0º-180º se mostrou de nós móveis, mas com valor muito próximo a 1,1 que é o valor limite de estruturas de nós fixos, denominado pela ABNT NBR 6118:2014.

4.4.3 Comparativo Estruturas Sem Núcleo x Com Núcleo rígido

Quando comparado as estruturas sem núcleo rígido com as que foram implementadas o núcleo rígido na região do elevador pode-se notar grande eficiência do modelo quanto a estabilidade global.

O Gráfico 2 mostra os valores de Gama Z e P-Delta obtidos nos modelos analisados.

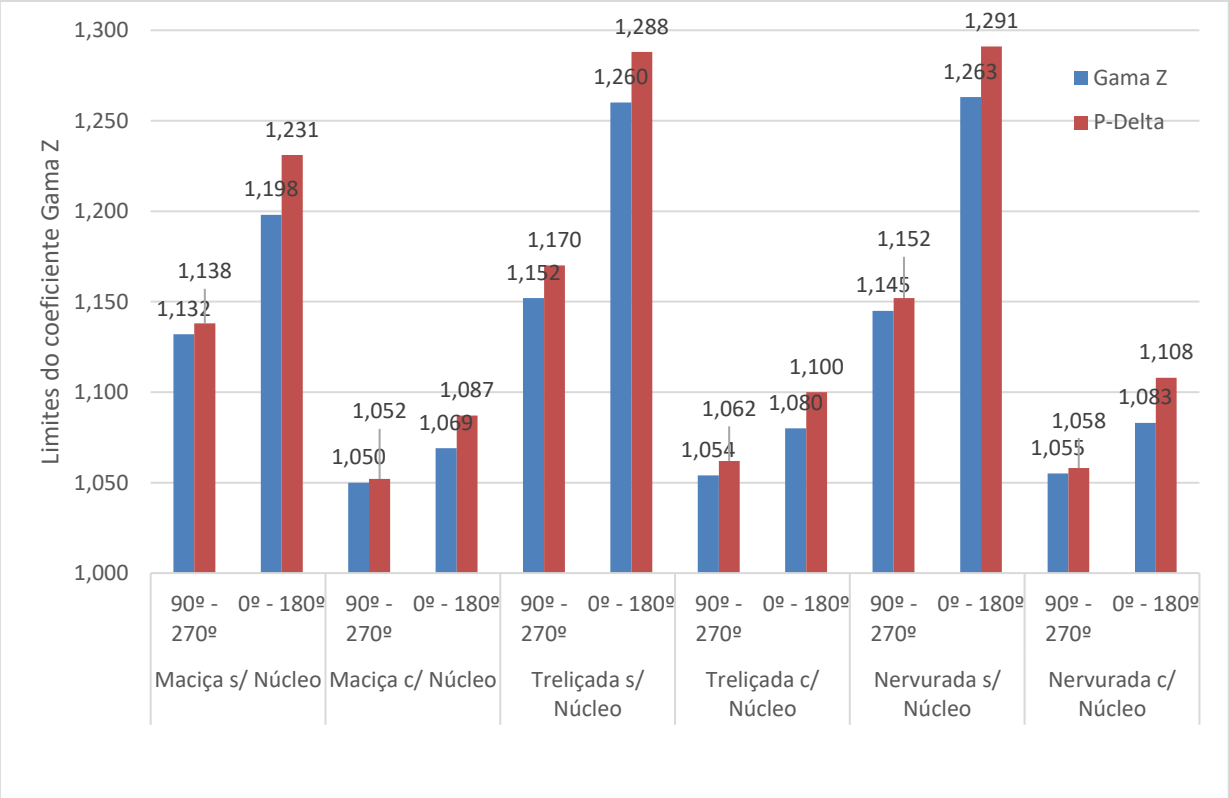

Gráfico 2 - Valores de Gama Z e P-Delta do Edifício 2

Fonte: Autoria própria.

Comparando os valores do parâmetro Gama Z nas direções 90º-270º e 0º-180º no caso de laje maciça (Edifício 2.1 e 2.2) obteve, respectivamente, diminuições dos valores de γz na ordem de 7,8% e 12,06%. No caso das lajes com vigotes treliçados (Eodelo 2.3 e 2.4) nas direções 90º-270º e 0º-180º, respectivamente, se obteve diminuições dos valores do γz na ordem de 9,2% e 16,34%. E por fim, no caso das lajes nervuradas (Edifício 2.5 e 2.6) nas

direções 90º-270º e 0º-180º, respectivamente, se obteve diminuições dos valores de γz na ordem de 8,6% e 16,94%.

O sistema de laje maciça, como ja foi comentado, se mostrou o sistema mais eficaz se tratando de estabilidade global entre os edifícios estudados, a inclusão de núcleo rígido, por sua vez, trouxe estabilidade para os três sistemas, diminuindo consideravelmente, os valores do parâmetro de estabilidade global γz, se mostrando muito eficaz como solução em estruturas com grande tendência a delocamentos laterais elevados.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da análise dos resulados dos modelos com lajes maciças, pré-fabricadas com vigotes treliçados e nervuradas, observou-se que a laje maciça resultou nos menores valores de Gama Z entre os três modelos que laje pré-fabricada com vigotes treliçados, por sua vez, resultou no sistema com maiores tendências a deslocabilidade horizontal elevada.

O parâmetro de estabilidade coeficiente Gama Z, normatizado pela ABNT NBR 6118:2014, resultou para os modelos de laje maciça, treliçadas e nervuradas sem núcleo rígido, como um parâmetro contra a segurança estrutural, mesmo com resultados mostrando que os modelos são de nós móveis seus valores foram inferiores aos obtidos pelo processo iterativo P-Delta, verificando assim, que em muitos casos de estruturas deve-se analisar os efeitos de segunda ordem por um método mais refinado, a fim de obter resultados satisfatórios para as análises posteriores.

A inclusão do núcleo rígido na região do elevador representado pelos modelos com laje maciça, treliçada e nervurada, mostrou-se eficaz quando se trata de estruturas com grandes deslocabilidades, chegaram-se em reduções do parâmetro de estabilidade coeficiente Gama Z na ordem de 16,94 % na direção 0º-180º e 9,2% na direção 90º-270º.

Considera-se então, que os núcleos rígidos são importantes na modelagem de edifícios de múltiplos pavimentos, trazendo grande rigidez para estruturas com tendências a maiores deslocabilidades, vale ressaltar que os parâmetros normatizados para a mensuração dos efeitos de segunda ordem devem ser analisados com muita cautela, pois como mostrado nesse estudo de caso em algumas situações o parâmetro Gama Z se mostrou contra a segurança estrutural com valores inferiores ao P-Delta.

A análise de estabilidade global possibilita ao engenheiro projetar estruturas mais ou menos rigidas, trazendo concepções diferentes para cada caso estudado e com diferentes quantitativos de materiais por essa mudança de rigidez. As diferentes lajes estudadas podem ser competitivas financeiramente e tecnicamente quando tratadas da melhor forma considerando seus efeitos na estrutura. Esse estudo focou no tema de estabilidade global com diferentes tipos de lajes e a inclusão de núcleos rigidos sem levar em conta o lado financeiro que envolve cada sistema construtivo.

Para dar continuidade a este estudo algumas sugestões para trabalhos futuros são apresentadas a seguir:

- Analisar a estabilidade global em edifícios que possuem vigas de transição com grandes cargas aplicadas submetidas por pilares.

- Estudar a viabilidade do uso do parâmetro Gama Z e seu comportamento em estruturas com formatos diferenciados.

- Verificar como os parâmetros de estabilidade se comportam em estruturas submetidas a grandes torçoes globais.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, E. C.; PASSOS V. M.; FEITOSA L A.; AZEVEDO M. S. **Análise da Instabilidade de Edifícios Altos com Lajes Protendidas e Lajes Nervuradas.** RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal, v. 9, n. 2, 2016.

ALVES, E. C.; FEITOSA, L. A. **Estudo da Estabilidade Global de EdifÃcios Altos com Lajes Protendidas.** RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal, v. 8, n. 2, 2015.

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. ABNT NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ. 2003

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

BUENO, M.M. **Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado.** Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, 2009.

CAMPOÓ, L. B., CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural.** In: Revista Minerva: Pesquisa e Tecnologia, v.2, n.2. 2005.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 112p. Dissertação (Mestrado) – 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**. Editora Pini, v.2, São Paulo, SP, 2009.

FRANCO, M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado.** Publicação do Instituto de Engenharia. São Paulo, 1985.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C.D.; **Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos.** Coloquiumonthe Rio CEB-FIP-ModelCode 90, Rio de Janeiro,1991.

GAIOTTI, R.; SMITH, B. S. (1989). **P-Delta analysis of building structures**. Journal of Structural Engineering. p.755-770. New York, 1989.

GONÇALVES, R. M. et al. (2007). **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos.** EESC-USP, São Carlos, SP, 2007.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado.** Editora PINI. São Paulo, 2007.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 225p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LOPES, A. P., SANTOS; G. O.; SOUZA, A. L. A. C. **Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., Olinda. Instituto Brasileiro do Concreto. São Paulo, 2005.

MANUAIS CAD/TQS. TQS Informática LTDA. São Paulo,2013.

MEDEIROS, S. R. P. (1999). **Módulo TQS para análise não-linear geométrica de pórticos espaciais.** Jornal TQS News, n.11, São Paulo, SP.

MEDEIROS, S. R. P.; FRANÇA, R. L. S. (1989). **Um programa para análise não linear em microcomputadores.** In: Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 1989., São Paulo. Adendo aos Anais... Escola Politécnica da USP, São Paulo.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** Master's degree dissertation, Universidade de São Pãulo, São Carlos, 2011.

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

PINTO, R. da S.; CORRÊA, MRS; RAMALHO, M. A. **Utilização do parâmetro γz para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. Revista IBRACON de estruturas, v. 1, n. 2, 2005.