

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

GUILHERME HENRIQUE MELO SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE
EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2018

GUILHERME HENRIQUE MELO SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado à Disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso Superior em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC - da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

ORIENTADOR: Prof. Me. Ângelo Giovanni Bonfim Corelhano

CAMPO MOURÃO

2018



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

por

GUILHERME HENRIQUE MELO SILVA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 16h40min do dia 21 de junho de 2018 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Jeferson Rafael Bueno

(UTFPR)

Prof. Dr. Marcelo Rodrigo Carreira

(UTFPR)

Prof. Me. Ângelo Giovanni Bonfim

Corelhano

(UTFPR) *Orientador*

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, porque sem Ele nada disso seria possível.

Agradeço aos meus pais, que sempre me orientaram pelo bom caminho. Principalmente, pela minha mãe Ivone que foi uma legítima heroína, que com ajuda de Deus, lutou e batalhou por mim, ao longo desses 5 anos, se mostrando para mim o maior exemplo do que uma pessoa aguerrida com Deus no coração é capaz. Para mim o que fica, é a tentativa de retribuição, ao ser um melhor filho a cada dia e tentar através dos meus pequenos feitos, tirar dela agora, lágrimas de alegria.

A minha irmã que sempre me apoiou, e apesar de todas suas dificuldades sempre esteve ao meu lado, muita das vezes agindo como mãe, deixando suas vontades de lado para me fazer o bem. Para ela, eu só tenho a dizer: Valeu, Gabi, fica esperta por que a sua hora vai chegar!

Ao meu Pai, Marcelo, que apesar de ausente no início, sempre demonstrou apoio a minha formação e que hoje, me alegro, ao ver seu esforço para recuperar o tempo perdido entre nós. Para ele, só me resta seguir seu exemplo de esforço, dedicação e responsabilidade na profissão que ele sempre teve

A toda a minha família, a minha tia Ivani, a minha avó Josefa que estiveram sempre ao meu lado. Ao casal, irmão Jeferson e a Elisa, pelo enorme apoio demonstrado no início dessa jornada. A irmã Daria e a Marisa, que apenas de não ser família confiaram no meu sucesso desde quando não havia nada.

Aos amigos de faculdade, ao Leonardo e sua família, pela resenha de mesa, e pelas tardes de estudo em sua casa. E ao Marcio, pela amizade e parceria em um dos meus maiores momentos de dificuldade da minha vida.

Agradeço ao meu orientador e professor Giovanni, pelo conhecimento transmitido e pela paciência ao longo do período de orientação.

E ao corpo docente da UTFPR-CM por serem o portal para a realização desse sonho.

Não foi sorte, foi Deus!

“Uns encurvam-se e caem, mas nós nos levantamos e estamos de pé.”

Sal. Cap.20 V.8

RESUMO

MELO, Guilherme H. S. (2018). **Análise de estabilidade global em estruturas de edifícios de concreto armado**. Campo Mourão, 2018. 88 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Este trabalho apresenta um estudo sobre a estabilidade global em edificações de concreto armado. Apresentando os três importantes métodos de análise da estabilidade global das edificações de acordo com a ABNT NBR 6118:2014: Parâmetro α , coeficiente γ_Z e processo P-Delta. São apresentadas análises paramétricas de um modelo estrutural em concreto armado com as considerações dos efeitos de segunda ordem. É analisado a amplitude dos efeitos de segunda ordem ao alterar a classe do concreto utilizado na concepção estrutural, sempre considerando as não linearidades físicas (simplificada) e geométrica da estrutura. Também relaciona e compara se as solicitações obtidas através do processo iterativo P-Delta com a aproximação sugerida pela ABNT NBR 6118:2014, a majoração do coeficiente γ_Z . Concluindo que quanto mais rígida a estrutura mais menor é a diferença entre as análises de primeira e segunda ordem (P-delta).

Palavras chave: Análise Estrutural; Efeitos de Segunda Ordem; Parâmetro α ; coeficiente γ_Z ; P-Delta.

ABSTRACT

MELO, Guilherme H. S. (2018). **Analysis of global stability in reinforced concrete building structures**. Campo Mourão, 2018. 88 p. Final Paper (Bachelor of Civil Engineering) Academic Department of Civil Construction of the Federal Technological University

This paper presents a study about the global stability of reinforced concrete buildings. Presenting the three important methods of analysis of the overall stability of buildings according to ABNT NBR 6118: 2014: Parameter α , coefficient γ_z and P-Delta process. There are presented parametric analyzes of a structural model in reinforced concrete are presented with second order effects considerations. Analyzing the amplitude of the effects of second order by changing the class of concrete used in the structural design, always considering the physical and geometric nonlinearities of the material and the structure. It also relates and compares if the requests obtained through the iterative P-Delta process with the approximation suggested by ABNT NBR 6118: 2014, the increase of the coefficient γ_z . Conclude that the more rigid the structure, the smaller the difference between the first and second order analyzes (P-delta).

Keywords: Structural analysis; Effects of Second Order; Parameter α ; coefficient γ_z ; P-Delta.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação.....	12
Figura 2 - Diagramas momento-curvatura.....	13
Figura 3 - Reações de um pilar desconsiderando a NLG.....	14
Figura 4 -Reações de um pilar deformado, considerando a NLG.	15
Figura 5 - Deslocabilidade das estruturas.	16
Figura 6 - Exemplo do processo iterativo P- Δ	20
Figura 7 - Método utilizado para cálculos não lineares.	21
Figura 8- Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência.....	31
Figura 9 - Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência.....	31
Figura 10 - Velocidade básica do vento	33
Figura 11 - Variações do relevo	34
Figura 12 - Imperfeições geométricas globais.....	37
Figura 13 - Planta de formas do pavimento térreo	39
Figura 14 - Planta de formas de pavimento TIPO	40
Figura 15 - Projeto de formas do pavimento cobertura	41
Figura 16 – Planta de formas da CASA DE MÁQUINAS	42
Figura 17 - Planta de formas da CAIXA D'ÁGUA.....	42
Figura 18 – Elevação frontal.....	43
Figura 19 – Elevação lateral.....	44

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente.....	24
Tabela 2 - Ações permanentes diretas agrupadas.....	24
Tabela 3 - Ações variáveis consideradas separadamente	25
Tabela 4 - Ações variáveis consideradas conjuntamente ¹⁾	25
Tabela 5 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.....	26
Tabela 6 - Valores mínimos das cargas acidentais verticais	28
Tabela 7 – Parâmetro Meteorológicos	36
Tabela 8 - Valores mínimos para o fator S3.....	36
Tabela 9 – Peso próprio de vigas e pilares	45
Tabela 10 - Peso próprio de Vigas do Poço e Lajes de Piso	46
Tabela 11 - Resumo da tabela de Peso Próprio.....	46
Tabela 12 - Resumo dos elementos de vedação	47
Tabela 13 - Resumo das cargas permanentes por pavimento	47
Tabela 14 - Carga acidental dos cômodos	48
Tabela 15 - Resumo das cargas acidentais	48
Tabela 16 - Cálculo dos esforços de vento	50
Tabela 17 - Cálculo de θ_1	51
Tabela 18 - Número de pilares de contraventamento	51
Tabela 19 – Resumo e cálculo de θ_a	52
Tabela 20 - Resumo do cálculo das forças equivalentes	52
Tabela 21 - Cálculo dos momentos de tombamentos	53
Tabela 22 - Cálculo dos momentos de tombamentos na direção X	54
Tabela 23 - Cálculo dos momentos de tombamentos na direção Y	54
Tabela 24 – Cálculo do módulo de elasticidade	55
Tabela 25 - Cálculo de α e diagnóstico na direção X	55
Tabela 26 - Cálculo de α e diagnóstico na direção Y	56
Tabela 27 - Coeficientes de majoração e minoração de ações.....	56
Tabela 28 - Cálculo de γ_z - Combinação 1- C25 - direção X.....	57
Tabela 29 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C25 - direção X.....	58
Tabela 30 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 - C25 - direção Y	58
Tabela 31 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C25 - direção Y	59

Tabela 32 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 - C30 - direção X.....	60
Tabela 33 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C30 - direção X.....	60
Tabela 34 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 - C30 - direção Y.....	61
Tabela 35 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C30 - direção Y.....	61
Tabela 36 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 – C40 - direção X.....	62
Tabela 37 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C40 - direção X.....	63
Tabela 38 - Cálculo de γ_z - Combinação 1 - C40 - direção Y.....	63
Tabela 39 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C40 - direção Y.....	64
Tabela 40 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção X.....	65
Tabela 41 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção X.....	66
Tabela 42 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção Y.....	66
Tabela 43 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção Y.....	67
Tabela 44 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção X.....	68
Tabela 45 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção X.....	68
Tabela 46 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção Y.....	69
Tabela 47 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção Y.....	69
Tabela 48 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção X.....	70
Tabela 49 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção X.....	71
Tabela 50 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção Y.....	71
Tabela 51 - Combinação 2 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção Y.....	72
Tabela 52 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção X.....	73
Tabela 53 - Combinação 2 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção X.....	73
Tabela 54 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção Y.....	74
Tabela 55- Combinação 2 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção Y.....	74
Tabela 56 - PILAR P17 - Combinação 1 – C25.....	75
Tabela 57- PILAR P17 - Combinação 2 – C25.....	75
Tabela 58 - PILAR P5 - Combinação 1- C25.....	76
Tabela 59 - PILAR P5 - Combinação 2- C25.....	76
Tabela 60 - PILAR P17 - Combinação 1 – C30.....	76
Tabela 61 - PILAR P17 - Combinação 2- C30.....	76
Tabela 62 - PILAR P5 - Combinação 1 – C30.....	77
Tabela 63 - PILAR P5 - Combinação 2 - C30.....	77
Tabela 64 - PILAR P17 - Combinação 1 - C40.....	77
Tabela 65 - PILAR P17 - Combinação 2 - C40.....	77

Tabela 66 - PILAR P5 - Combinação 1 - C40.....	78
Tabela 67 - PILAR P5 - Combinação 2 - C40.....	78
Tabela 68 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 1.....	78
Tabela 69 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 1.....	79
Tabela 70 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 1.....	79
Tabela 71 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 1.....	79
Tabela 72 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 2.....	80
Tabela 73 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 2.....	80
Tabela 74 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 2.....	80
Tabela 75 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 2.....	80
Tabela 76 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 3.....	81
Tabela 77 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 3.....	81
Tabela 78 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 3.....	81
Tabela 79 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 3.....	82
Tabela 80 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 4.....	82
Tabela 81 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 4.....	82
Tabela 82 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 4.....	83
Tabela 83 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 4.....	83
Tabela 84 - Análise dos deslocamentos horizontais – Direção X.....	84
Tabela 85 - Análise dos deslocamentos horizontais – Direção Y.....	84

LISTA DE SIMBOLOS

M	Momento
EI	Rigidez
F	Força
N	Força normal
α	Parâmetro de instabilidade
γ_Z	Coeficiente de majoração dos esforços globais finais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem
H_{tot}	Altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo
N_k	Somatório de todas as cargas verticais características atuantes na estrutura
$E_{cs} I_C$	Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada
I_C	Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes
A'_S	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
A_S	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
E_c	Módulo de elasticidade representativo do concreto
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento, soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura
$P-\Delta$	Método que relaciona cargas verticais (P) com deslocamentos horizontais (Δ), para avaliação de acréscimos de segunda ordem. (P-delta)
σ	Tensão
ε	Deformação específica
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
F_V	Força vertical
F_H	Força horizontal
R_H	Resultante horizontal
R_V	Resultante vertical
M_1	momento fletor de 1ª ordem de cálculo
M_2	momento fletor de 2ª ordem de cálculo
θ	Desaprumo
n	Numero de prumada de pilares
ΔP	Peso total do pavimento

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	6
2. OBJETIVOS	7
2.1. Objetivo geral.....	7
2.2. Objetivos específicos.....	7
3. JUSTIFICATIVA	8
4. METODOLOGIA	9
5. REFERENCIAL TEÓRICO	10
5.1. Análise estrutural e estabilidade global	10
5.1.1. Não linearidade das estruturas	11
6.1.1.1. Não linearidade física.....	11
6.1.1.2. Não linearidade geométrica.....	14
6.1.2. Parâmetros da ABNT NBR 6118:2014.....	17
6.1.2.1. Parâmetro α	17
6.1.2.2. Coeficiente γ_Z	18
6.1.3. P-Delta (P- Δ).....	19
6.1.3.1. Considerações do método P-Delta nos softwares.....	21
5.2. Combinações de ações	22
5.2.1. Combinações de ações.....	22
5.2.1.1. Combinações últimas normais.....	22
5.2.1.2. Coeficientes de ponderação para ações permanentes.....	23
5.2.2. Coeficiente de ponderação para as ações variáveis.....	25
5.2.1.1. Valores dos fatores de combinação e de redução	26
5.3. Ações verticais	27
5.4. Ações horizontais	30
5.4.1. Vento segundo a ABNT NBR 6123:1988	30
5.4.2. Desaprumo segundo a ABNT NBR 6118:2014	37
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES	39
6.1. Definição de planta	39
6.2. Levantamento de cargas atuantes na estrutura	45
6.2.1. Ações Verticais	45
6.2.1.1. Cargas Permanentes	45
6.2.1.2. Cargas Acidentais.....	48

6.2.2. Ações Horizontais	49
6.3. Cálculo do desaprumo	51
6.4. Parâmetro α.....	54
6.5. Parâmetro γZ.....	56
6.6. P-Delta	75
7. CONCLUSÃO	85
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é sistema mais usado no Brasil para a construção de edifícios. O menor custo em relação outros sistemas estruturais, como o aço, e o conhecimento técnico acumulado e melhor consolidado entre os engenheiros nacionais, são alguns fatores que justificam seu emprego. Conforme a maior necessidade de acomodação populacional nos grandes centros e nas cidades de médio porte, atrelado ao fato do espaço urbano estar cada vez mais limitado, tornou a construção de edifícios altos algo inerente ao cotidiano da engenharia civil.

Logo, com os edifícios ficando cada vez mais altos e as estruturas ficando mais esbeltas e mais suscetíveis a problemas de instabilidade. Os deslocamentos causados pelas ações horizontais são relativamente maiores em estruturas com estas características. Esses deslocamentos modificam a distribuição das cargas verticais, que por sua vez geram novos esforços e novos deslocamentos na estrutura, chamados efeitos de segunda ordem. De acordo com Fusco (1981), no passado, o cálculo dos efeitos de segunda ordem era extremamente trabalhoso, uma vez que requeria um processo iterativo que levasse em consideração a não-linearidade das estruturas. E é devido a essa dificuldade, que foram desenvolvidos métodos simplificados para a verificação da estabilidade. Hoje, no entanto, com o advento dos programas de cálculo computacionais, é possível realizar a avaliação cálculo mais preciso dos efeitos de segunda ordem em alguns minutos de processamento.

Com isso, a utilidade dos métodos simplificados como ferramenta final de análise se torna questionável. Logo, este trabalho visa comparar o uso dos métodos simplificados recomendados pela norma ABNT 6118:2014 com o método iterativo P-Delta através de uma análise paramétrica.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

Analisar os efeitos de 2º ordem global em uma estrutura de edifício de concreto armado através dos parâmetros dados pela ABNT NBR 6118:2014.

2.2. Objetivos específicos

- Apresentar os parâmetros de instabilidade global de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 de forma teórica, e na prática, analisar uma estrutura da literatura;
- Atestar a precisão da aproximação que a ABNT NBR 6118:2014 recomenda para a consideração dos efeitos de segunda ordem comparando com os resultados obtidos com o método P-Delta para uma estrutura modelada com 3 classes de concreto diferentes: C25; C30 e C40.
- Analisar a aproximação que a ABNT NBR 6118:2014 recomenda para a consideração dos efeitos de segunda ordem comparando com os resultados obtidos com o método P-Delta para uma estrutura modelada com a classe de concreto diferente para vigas e pilares.

3. JUSTIFICATIVA

Já há algumas décadas, é observado o constante aumento dos números de pavimentos nos projetos de edifícios de concreto armado. E isso é possível devido a tecnologia do concreto que sofreu grandes avanços, possibilitando a execução de concretos de alta resistência, que ultrapassaram os 50 MPa.

Além disso, o avanço tecnológico e o desenvolvimento de softwares sofisticados, utilizados como ferramentas de cálculo, tornou se possível uma modelagem mais refinada das estruturas. Assim, o aumento da esbeltez destas edificações foi consequência, tornando se obrigatório e de suma importância projetar levando em conta a influência dos efeitos de segunda ordem.

Logo, a análise de estabilidade global, é justificada devido à crescente necessidade em ponderar a não linearidade, principalmente quando estão relacionadas a edifícios altos. Uma vez que o aumento da demanda por economia de materiais (seções reduzidas), com a pouca oferta de espaço físico (menor área de terreno e maior altura) leva à execução de edifícios cada vez mais esbeltos, por consequência, suscetíveis aos efeitos de segunda ordem.

4. MÉTODOLOGIA

O procedimento adotado neste trabalho consiste primeiramente através da pesquisa bibliográfica, estabelecer os principais preceitos teóricos necessários para a compreensão do comportamento das estruturas no que concerne a sua estabilidade, o surgimento dos efeitos de segunda ordem. Serão apresentados de forma detalhada os métodos a serem utilizados e as considerações da ABNT NBR 6118:2014.

Com isso também será definido um modelo estrutural baseado em uma disposição arquitetônica de um edifício residencial de 15 pavimentos, onde será feita a verificação dos efeitos de segunda ordem, obtidos através da simulação numérica das estruturas pelo *software Autodesk Robot Analysis Structural*.

Quanto a estabilidade, serão efetuadas duas análises: uma elástica linear e a outra através do método iterativo P-Delta, através do *software Autodesk Robot Analysis Structural* para três classes de concreto, tais como C25, C30 e C40. Possibilitando assim fazer-se um comparativo entre os resultados das duas análises levando em conta as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 quanto aos efeitos de segunda ordem.

Também duas análises: uma elástica linear e a outra através do método iterativo P-Delta, será efetuada para a mesma estrutura em estudo, porém agora vigas e pilares apresentando classes de concreto diferentes. Será apresentado quatro casos de diferenciação, e através deles, será estudado a aproximação que a ABNT NBR 6118:2014 faz quanto aos momentos de segunda ordem com tais variações.

5. REFERENCIAL TEÓRICO

5.1. Análise estrutural e estabilidade global

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a análise estrutural, de maneira geral, tem como objetivo determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar as devidas verificações de estados limites últimos e de serviço. E nas estruturas de concreto armado, um dos estados limites últimos é o de instabilidade, situação que representa a perda da capacidade resistente da estrutura diante do aumento das solicitações causadas pelo aumento das deformações. E a garantia de segurança perante esse estado só pode ser verificada diante da apuração da estabilidade global e local.

Entretanto, para a determinação da estabilidade das estruturas em concreto armado, através de parâmetros simplificado como: parâmetro α , coeficiente γ_z , de acordo com Moncayo (2011), é necessário um bom entendimento da análise não linear. Saber diferenciar com clareza os efeitos das forças horizontais e das cargas verticais na estrutura. Ao longo da sua vida útil, as estruturas passam por inúmeras combinações diferentes entre ações verticais e horizontais. Para garantir a sua segurança, é necessário realizar a verificação das mais diversas combinações de ações durante o projeto, de forma a garantir que cada elemento resistirá aos maiores valores de esforços combinados ao longo do tempo, bem como as condições mais críticas para a estabilidade global.

Ao longo deste capítulo serão abordados os principais fatores e definições relacionados à estabilidade das estruturas de concreto armado, tais como serão expostos conceitos e métodos de análise relacionados ao tema.

5.1.1. Não linearidade das estruturas

As estruturas de concreto armado podem estar sujeitas a três tipos de não linearidade:

- Não linearidade física (NLF);
- Não linearidade geométrica (NLG);
- Não linearidade de contato (NLC);

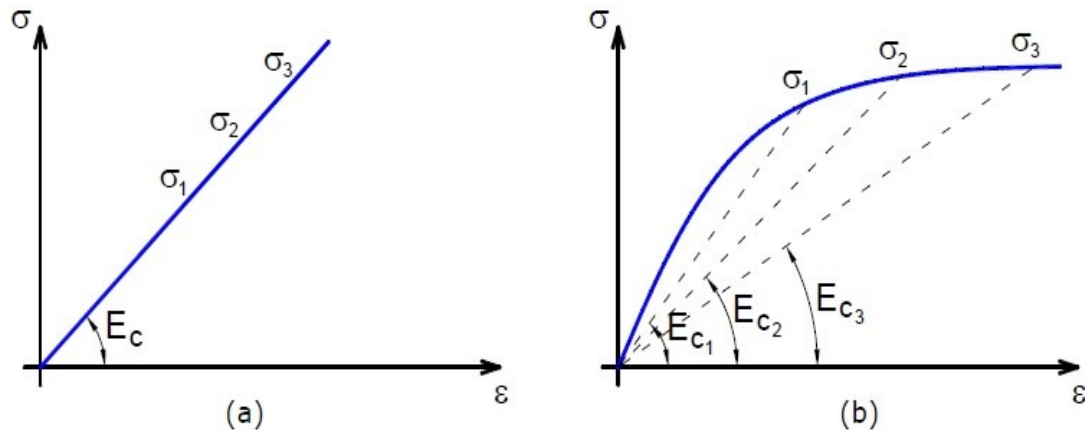
No presente trabalho será abordado somente os conceitos de não linearidade física (NLF) e não linearidade geométrica (NLG). Visto que, a não-linearidade de contato não é comum no comportamento dos projetos de estruturas de concreto armado, pois se trata de alterações das condições de contorno durante o processo de deformação da estrutura, ou seja, é a adição ou o desaparecimento de vínculos da estrutura estudada.

6.1.1.1. Não linearidade física

Em concordância com o item 15.3 da ABNT NBR 6118: 2014, para a análise estrutural quando se leva em consideração os efeitos de segunda ordem, deve se considerar obrigatoriamente a não linearidade física presente nas estruturas de concreto armado. Segundo Kimura (2007) a não linearidade física (NLF) surge devido à mutação das propriedades dos materiais conforme o incremento do carregamento aplicado à estrutura. Tal comportamento é característico do concreto armado, onde sua resposta à adição de carregamentos se dá de forma desproporcional. Observando os diagramas que relaciona a tensão com a deformação na figura 1.

É observado em (a) um diagrama de resposta linear e em (b) o diagrama que representa o comportamento do concreto armado, um diagrama de resposta não linear, como supracitado. Com isso Freitas (2016) justifica a diferença de diagramas devido a alteração das propriedades do concreto, como o módulo de elasticidade do concreto que é alterado em virtude dos efeitos causado pela fluência, retração e fissuração do concreto.

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação.



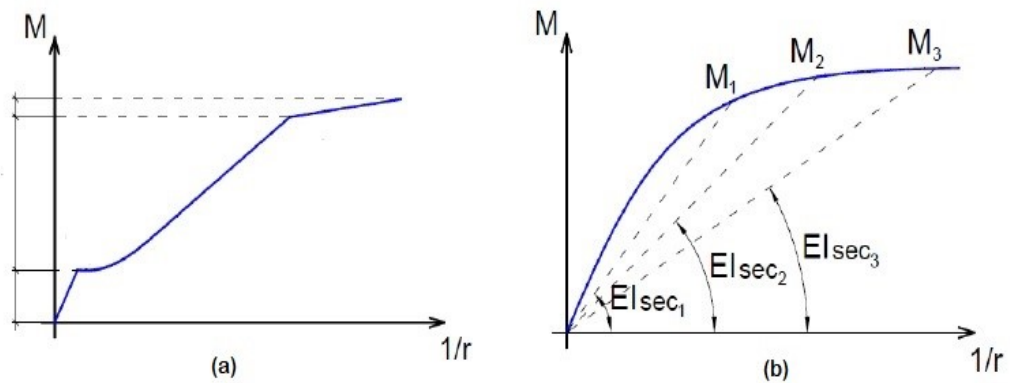
Fonte: Adaptado de MONCAYO (2011).

Conforme a ABNT NBR 6118: 2014, em relação a não linearidade física e da instabilidade, a norma prevê a utilização dos chamados diagramas momento-curvatura para a determinação da rigidez das seções. Pois as estruturas são analisadas com base em esforços e não em tensões.

O emprego do diagrama momento-curvatura da figura 2 (a), é mais prático para os engenheiros de estruturas do que a utilização do diagrama tensão-deformação do concreto. Pois, da relação momento-curvatura se obtém diretamente o valor da rigidez EI . E de acordo com Kimura (2007), é vantajoso pois permitir trabalhar diretamente com momentos fletores, que são os esforços mais usuais na análise estrutural.

E para a análise de elementos submetidos a esforço normal, como vigas submetidas à flexão composta, e principalmente pilares faz-se o uso o diagrama normal-momento-curvatura indicado na figura 2(b). Entretanto, sem a ajuda de um computador, a consideração desses diagramas em projetos de edifícios torna-se inviável, pois a construção dos diagramas é extremamente trabalhosa. (MONCAYO, 2011).

Figura 2 -Diagramas momento-curvatura



Fonte: Adaptado de MONCAYO (2011).

Em função disto, a ABNT NBR 6118:2014 permite que se faça uma análise linear, porém com algumas ressalvas, tais como a consideração de um valor constante (único) para a rigidez, que tem a função de reduzir a rigidez simulando os efeitos da não-linearidade física.

No caso, a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.7.3, para estudos de estabilidade global, estabelece:

“Para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_c I_c$
- vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c$ para $A_s' \neq A_s$ e
 $(EI)_{sec} = 0,5 E_c I_c$ para $A_s = A_s'$
- pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c$ “

Onde:

$$E_s = 1,10 \cdot E_{cs} \quad (1)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (3)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (4)$$

Onde f_{ck} , E_{CS} , E_{ci} , são dados em MPa e com α_E valendo:

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

$\alpha_E = 1,0$ Para granito e gnaiss α ;

$\alpha_E = 0,9$ Para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ Para arenito;

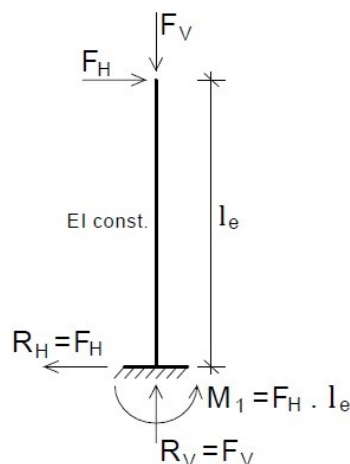
6.1.1.2. Não linearidade geométrica

Conforme Pinto (2007), os efeitos devido a não linearidade geométrica (NLG) simplesmente são aqueles oriundos da mudança de posição da estrutura no espaço. Podem ser determinados através de uma análise, onde se considera a estrutura na sua configuração final de equilíbrio.

Kimura (2007), afirma que a NLG por sua vez ocorre quando há uma alteração significativa do ponto de aplicação de carga em um elemento estrutural. Justificando que tal alteração é uma consequência direta dos carregamentos aplicados em uma estrutura, tornando a sua resposta diferente daquela determinada em seu estado indeformado.

Para melhor exemplificar a definição, desconsiderando a NLG, temos um pilar que recebe a ação de uma carga vertical e outra horizontal possui em seu apoio uma reação vertical e um momento causado exclusivamente pela força horizontal, como demonstrado na figura:

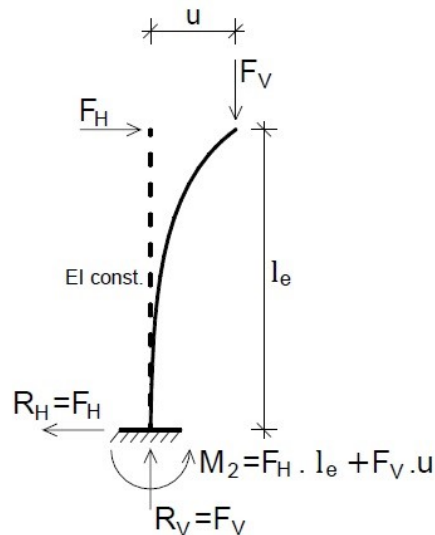
Figura 3 - Reações de um pilar desconsiderando a NLG.



Fonte: Adaptado de MONCAYO (2011).

Agora ao considerarmos o deslocamento da estrutura, o ponto de aplicação da força vertical será alterado e ela passará a contribuir com o momento, como se observa na figura:

Figura 4 -Reações de um pilar deformado, considerando a NLG.



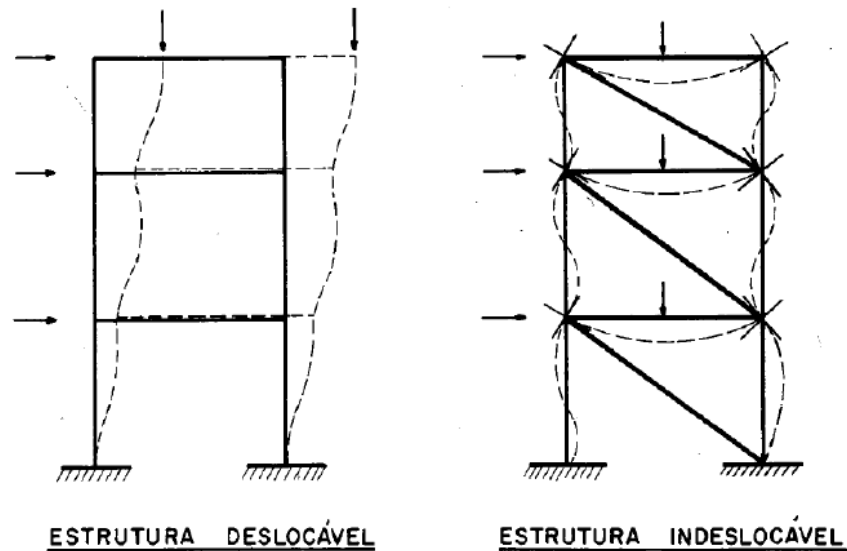
Fonte: Adaptado de MONCAYO (2011).

Logo, pode-se afirmar que a parcela de momento acrescentada pode ser considerada um efeito consequente da não linearidade geométrica. Afinal, foi um esforço que surgiu com a análise do equilíbrio da estrutura na sua posição deslocada. Segundo Freitas (2016), em edifícios altos, a consideração dos efeitos da NLG torna-se importante, pois ela gera um aumento de esforços devido ao carregamento vertical e aos deslocamentos horizontais. Com isso, a ABNT NBR 6118:2014 no seu item 15.2 define que efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (situação onde o equilíbrio da estrutura é estudado em sua configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deslocada. E que tais efeitos só podem ser desconsiderados se não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura.

E para efeito de cálculo dos efeitos de 2ª ordem, é necessária uma determinada classificação para as estruturas quanto à deslocabilidade. Fusco (1981) classificou as estruturas em deslocáveis e indeslocáveis. Definindo como estruturas deslocáveis aquelas em que os nós mudam de posição em virtude da flexão de suas barras, e

também afirma que as variações nos comprimentos das barras são usualmente desprezíveis. A figura abaixo representa a classificação supracitada:

Figura 5 - Deslocabilidade das estruturas.



Fonte: Adaptado de FUSCO (1981).

Entretanto, tal definição apresentada por Fusco (1981) é válida somente do ponto de vista teórico. Afinal, na realidade e sendo rigoroso no conceito da palavra “deslocável” todas as estruturas reais seriam deslocáveis e segundo essa definição, seriam consideradas como deslocáveis, uma vez que não existem estruturas com rigidez absoluta. Na mesma linha, a ABNT NBR 6118:2014 adota um critério para classificação das estruturas levando em conta os efeitos de segunda ordem, utilizando-se da nomenclatura de nós fixos (indeslocáveis) ou nós móveis (deslocáveis). Nós fixos sendo a classificação que se dá quando as estruturas possuem pequenos deslocamentos horizontais dos nós pequenos, que por decorrência disso, os efeitos globais de 2º ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1º ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2º ordem. E as estruturas de nós móveis são aquelas nas quais os deslocamentos horizontais não são pequenos, logo os efeitos globais de 2º ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Já nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2º ordem globais como os locais e localizados.

Logo, tem se que apenas quando classificada como de nós móveis, a estrutura precisa ter as NLF e NLG consideradas obrigatoriamente no cálculo. Quando classificada como de nós fixos, essas não linearidades podem ser desprezadas na análise global.

Por fim, um outro efeito relacionado a NLG, é o desaprumo, que de acordo com Scadelai e Pinheiro (2003), é a falta de retilinidade do eixo do pilar devido à erro de execução e seu efeito é tratado de maneira simplificada como uma força horizontal equivalente. A ABNT NBR 6118:2014 trata do desaprumo relacionando-o com o vento, assumindo que quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento. O desaprumo será assunto desse trabalho nos próximos tópicos.

6.1.2. Parâmetros da ABNT NBR 6118:2014

Tanto o parâmetro α quanto coeficiente γ_z são indicadores da avaliação de estabilidade global da estrutura. E no caso, ambos, objetivam fornecer o quão sensível é a estrutura aos efeitos de segunda ordem.

6.1.2.1. Parâmetro α

De acordo com o item 15.5.2 da ABNT NBR 6118:2014, o parâmetro α classifica a estrutura em nós móveis ou fixos.

Logo, uma estrutura reticulada simétrica será classificada como nós fixos se seu parâmetro α for menor que o valor de referência α_1 , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_C}} \quad (5)$$

Onde $\alpha \leq \alpha_1$ e se $n \leq 3$, α_1 é:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n \quad (6)$$

E se $n \geq 4$, $\alpha_1 = 0,6$. A qual:

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

A ABNT NBR 6118:2014 aponta também para a caracterização do valor de I_C , que deve ser calculado considerando a seção bruta de vigas e pilares.

Nos casos onde a estrutura de contraventamento é composta por pórticos ou associação de pórticos e paredes, a rigidez do pilar equivalente pode ser determinada da seguinte forma:

- Cálculo do deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- Cálculo da rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

Já para os casos onde a estrutura de contraventamento é composta exclusivamente por painéis parede, basta somente somar a rigidez dos pilares na direção considerada.

O valor limite $\alpha_1 = 0,6$ para valores em que $n \geq 4$, é, geralmente, aplicado a edifícios usuais. A norma supracitada também estabelece valores de $\alpha_1 = 0,6$ para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede.

No caso de contraventamento formado exclusivamente por pilares-parede adota $\alpha_1 = 0,7$. E quando a estrutura de contraventamento for composta somente por pórticos, adota: $\alpha_1 = 0,5$.

6.1.2.2. Coeficiente γ_Z

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, é um coeficiente válido para estruturas simétricas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos. E pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento definido de acordo com a norma.

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

E na prática, o coeficiente γ_Z pode funcionar como um majorador de esforços de primeira ordem para simular efeitos de segunda ordem de acordo com a equação 8:

$$Fd_{2^{\circ}ORDEM} = 0,95 \gamma_Z Fd_{1^{\circ}ORDEM} \quad (8)$$

A ABNT NBR 6118:2014, dispõe que a estrutura pode ser considerada de nós fixos, se o valor de $\gamma_Z \leq 1,1$. Disso, subentende-se que o valor de 1,1 equivale a um acréscimo de 10% nos esforços em decorrência dos efeitos de segunda ordem, pois, este é o critério adotado inicialmente na distinção entre estruturas de nós móveis e fixos. Já para situações onde $\gamma_Z \leq 1,3$, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda que os esforços de primeira ordem ($Fd_{1^{\circ}ORDEM}$) devam ser majorados conforme a equação acima.

Como fator limitante desse método a ABNT NBR 6118:2014 estipula que o coeficiente γ_Z só pode ser utilizado como majorador de esforços para simular efeitos de segunda ordem quando o seu valor for menor ou igual a 1,3. A justificativa desta limitação é que para valores mais elevados de surgem discrepâncias entre os resultados desse método simplificado e de métodos mais rigorosos, que podem ser contra a segurança. O uso desse coeficiente também está restrito a edificações com mais de quatro pavimentos. Segundo Vasconcelos (2003), isso é justificado devido ao fato de não haver um coeficiente redutor da rigidez de pilares definido para estruturas com menos de quatro andares, bem como o fato de edifícios mais baixos usualmente possuírem muitas diferenças entre um piso e outro, o que se opõe a ideia de majoração homogênea dos esforços.

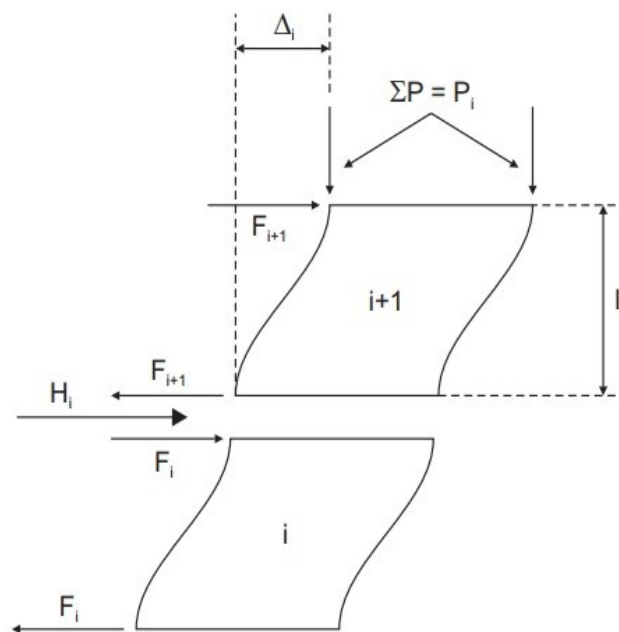
6.1.3. P-Delta (P- Δ)

Processo P-Delta é um termo utilizado para designar métodos de cálculo que relacionam cargas verticais (P) com deslocamentos horizontais (Δ), para avaliação de acréscimos de segunda ordem. É um método que não leva em consideração a não-linearidade geométrica de um modo rigoroso, pois sua forma de preparação de dados é relativamente simples e o tempo de processamento é muito menor que no caso dos processos rigorosos. (CAMPOÓ, 2005)

Assim o método P- Δ , segundo Campoó (2005) é realizado conforme abaixo na figura 7 e da seguinte maneira: primeiro obtêm-se os deslocamentos relativos de cada pavimento da estrutura submetida às ações simultâneas das forças verticais e horizontais atuantes. Logo, tais deslocamentos obtidos geram conseqüentemente um acréscimo de momento ($P_i \cdot \Delta_i$), ao longo da altura da estrutura.

Então, os momentos são substituídos por forças binárias horizontais para simular os efeitos de instabilidade da estrutura ($F_i \cdot l_i$), a soma algébrica das forças atuantes em um determinado ponto da estrutura gera uma resultante horizontal adicional (H_i) por pavimento, então a força encontrada é somada à força original atuante sobre o determinado ponto.

Figura 6 - Exemplo do processo iterativo P- Δ .



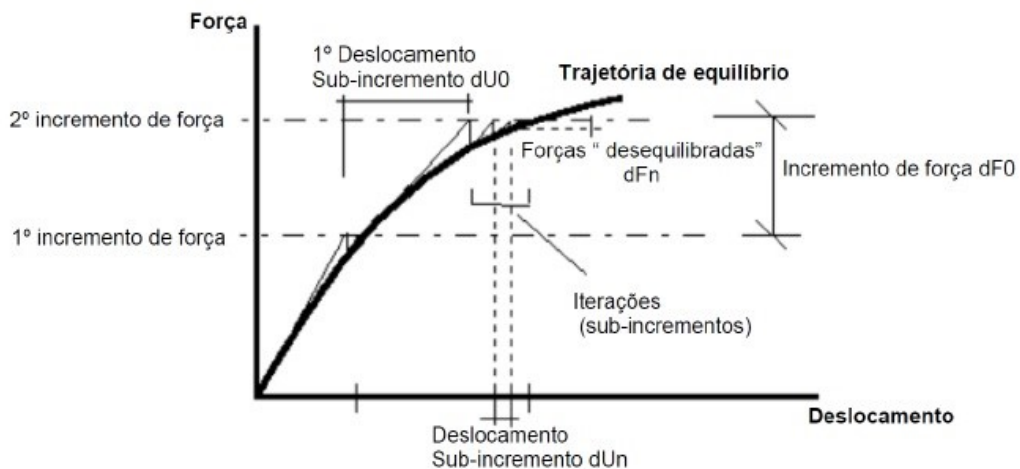
Fonte: Adaptado de CAMPOÓ (2005).

Já na segunda etapa, a estrutura é novamente processada, porém submetida às ações originais mais os acréscimos produzidos na etapa anterior. Com isso, são obtidos novos deslocamentos nodais que provocam novos acréscimos de momento e, conseqüentemente, novas ações horizontais. Dessa forma, o processo continua até que os acréscimos obtidos para deslocamentos, esforços ou ações sejam suficientemente pequenos, de tal forma que se possa admitir a sua convergência. (CAMPOÓ, 2005)

6.1.3.1. Considerações do método P-Delta nos softwares

Em *softwares* comerciais usuais, como o *software Autodesk Robot Analysis Structural* apresenta a base teórica para uma análise não linear geométrica, a qual a análise é efetuada pelo programa de cálculo mediante uma aplicação incremental das cargas, sendo estas aumentadas gradualmente e realizados sucessivos estados de equilíbrio. O programa leva em consideração os efeitos de segunda ordem, isto é, a mudança de rigidez dos elementos estruturais devido à influência do estado de tensão dos mesmos. E analogamente a esse processo, realiza uma a análise que considera a geração de momentos resultantes da ação das forças verticais nos nós deslocados horizontalmente. O algoritmo do procedimento *Broyden-Fletcher-Goldforb-Shanno (BFGS)* modifica a matriz de rigidez durante os cálculos. (BAREIRO, 2015 *apud* Robot User's Guide, 2013)

Figura 7 - Método utilizado para cálculos não lineares.



Fonte: Adaptado de BAREIRO, 2015 *apud* Robot User's Guide, 2013.

No método incremental, a carga é dividida em “n” incrementos iguais. Um incremento consecutivo de carga é aplicada à estrutura uma vez que o estado de equilíbrio anterior é conseguido. (ROBOT, 2016).

5.2. Combinações de ações

Uma estrutura é solicitada por ações permanentes, variáveis e excepcionais. A probabilidade de ocorrência simultânea dessas ações é baixa, por isso é coerente realizar combinações destas ações. Em cada situação as ações devem ser combinadas de modo diferente, quantas vezes forem necessárias para garantir a segurança da estrutura para o caso mais desfavorável, segundo a ABNT NBR 8681:2003.

As ações permanentes são aquelas que ocorrem durante toda, ou praticamente toda, vida útil da construção com valores constantes. As ações variáveis ocorrem com valores variáveis ao longo da vida útil da edificação. São consideradas ações variáveis: cargas acidentais (decorrente do uso da edificação), os efeitos do vento, da mudança de temperatura, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas e demais forças.

Quando o tempo de ocorrência de uma ação é muito curto e a probabilidade de que ela ocorra baixa, esta ação é considerada excepcional. Explosões, enchentes, choques de veículos, incêndio são exemplos desse tipo de ação, ABNT NBR 8681:2003.

5.2.1. Combinações de ações

Segundo a ABNT NBR 8681:2003, para verificação do limite de ruptura de uma estrutura é preciso utilizar as combinações últimas, que são divididas em três: Combinações últimas normais, especiais e excepcionais. No presente trabalho, será tratado somente as combinações últimas normais.

5.2.1.1. Combinações últimas normais

O cálculo das combinações últimas normais é feito através da equação 10:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g_i} F_{G_i,k} + \gamma_Q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (9)$$

Onde:

γ_{gi} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

γ_Q é o coeficiente de ponderação de ações variáveis;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal; $\Psi_{0j}F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação das ações variáveis secundárias.

É preciso analisar se as ações permanentes são favoráveis ou desfavoráveis às ações variáveis, e assim eleger o coeficiente de ponderação adequado.

5.2.1.2. Coeficientes de ponderação para ações permanentes

Os coeficientes de ponderação γ_g têm função de reduzir ou aumentar os valores característicos das ações permanentes. Nos casos em que a ação permanente for desfavorável às ações variáveis, ou seja, ambas estiverem agindo no mesmo sentido, o coeficiente deve majorar a ação, caso contrário minorar, conforme a ABNT NBR 8681:2003. Os coeficientes de ponderação para as ações permanentes são indicados na tabela 1, quando consideradas separadamente, na tabela 2, quando agrupadas, e na tabela 3 em casos de efeitos de recalque de apoio e retração dos materiais.

Tabela 1 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2003.

Tabela 2 - Ações permanentes diretas agrupadas.

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2003

5.2.2. Coeficiente de ponderação para as ações variáveis

Se uma ação variável é desfavorável para determinada combinação, o coeficiente de ponderação γ_Q majora o valor representativo desta ação. Já nos casos de combinação em que a ação variável tende a aliviar a estrutura, esta deve ser desprezada, segundo a ABNT NBR 8681:2003. Os coeficientes de ponderação para as ações variáveis são indicados na tabela 4, quando consideradas separadamente, na tabela 5, quando agrupadas.

Tabela 3 - Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2003

Tabela 4 - Ações variáveis consideradas conjuntamente¹⁾

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2003

5.2.1.1. Valores dos fatores de combinação e de redução

Os fatores de combinação e de redução apresentados no quadro 6 assumem papel de minorar o valor característico das ações variáveis, considerando a periodicidade de ocorrência.

Tabela 5 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,6	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.

²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

5.3. Ações verticais

A ABNT NBR 6120:1980 especifica os valores mínimos para carga permanente, constituído pelo peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes, como indica a tabela 7, e valor mínimo para carga accidental, que é aquela que atua sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.), como indica a tabela 8.

Tabela 7 – Peso específico dos materiais de construção

(continua)

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rocha	Arenito	26,0
	Basalto	30,0
	Gneiss	30,0
	Granito	28,0
	Mármore e calcáreo	28,0
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22,0
	Cimento amianto	20,0
	Lajotas cerâmicas	18,0
	Tijolos furados	13,0
	Tijolos maciços	18,0
	Tijolos sílico-calcáreos	20,0
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19,0
	Argamassa de cimento e areia	21,0
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24,0
	Concreto armado	25,0
4 Madeiras	Pinho, cedro	5,0
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8,0
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10,0

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6120:1980

Tabela 6 - Valores mínimos das cargas acidentais verticais**(continua)**

Local		Carga
1	Arquibancadas	-
2	Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam ¹⁾
3	Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência
4	Bibliotecas	Sala de leitura
		Sala para depósito de livros
		Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5
		kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de
5	Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de
6	Cinemas	Plateia com assentos fixos
		Estúdio e plateia com assentos móveis
		Banheiro
7	Clubes	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos
		Sala de assembleia com assentos móveis
		Salão de danças e salão de esportes
		Sala de bilhar e banheiro
8	Corredores	Com acesso ao público
		Sem acesso ao público
9	Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de
10	Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais
11	Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro
		Dispensa, área de serviço e lavanderia
12	Escadas	Com acesso ao público
		Sem acesso ao público
13	Escolas	Anfiteatro com assentos fixos
		Corredor e sala de aula
		Outras salas
14	Escritórios	Salas de uso geral e banheiro
15	Forros	Sem acesso a pessoas
16	Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo
17	Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo

18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo.	3
19 Ginásios de esportes	-	5
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro Corredor	2 3
21 Laboratórios	Incluindo equipamento, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamento	3
23 Lojas	-	4
24 Restaurantes	-	3
25 Teatros	Palco Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	5 -
26 Terraços	Sem acesso ao público Com acesso ao público Inacessível a pessoas Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	2 3 0,5 -
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público Com acesso ao público	1,5 3

¹⁾ Ao longo dos parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6120:1980

5.4. Ações horizontais

As forças horizontais que agem em edifícios são provenientes da ação do vento e do desaprumo. A ABNT NBR 6123:1988 especifica os cálculos para a força do vento e a ABNT NBR 6118:2014 para o desaprumo.

5.4.1. Vento segundo a ABNT NBR 6123:1988

A força de arrasto devido ao vento é determinada pela seguinte equação 10:

$$F_v = q C_A A_F \quad (10)$$

Onde:

q é a pressão de obstrução;

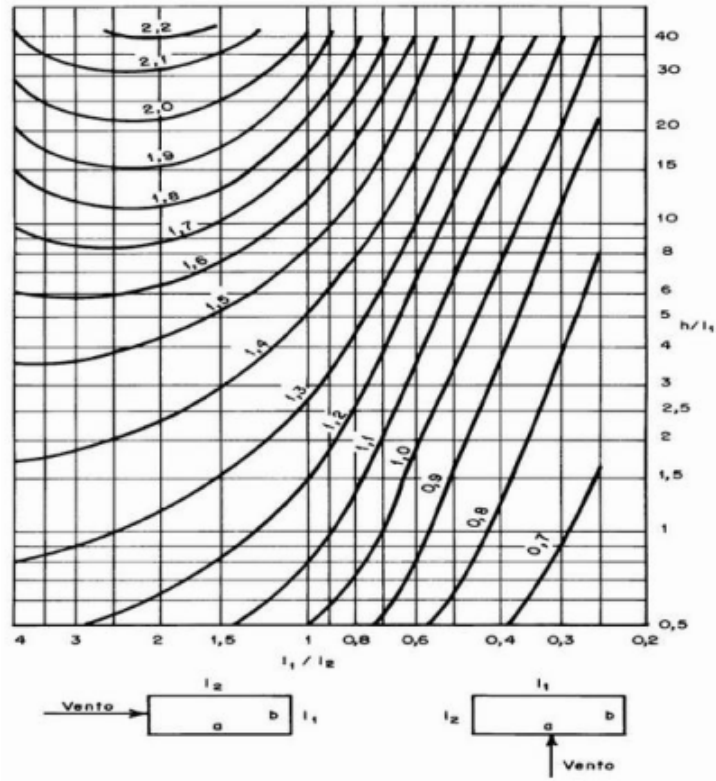
C_A é o coeficiente de arrasto;

A_F é a área de incidência em m^2 .

O coeficiente de arrasto é obtido através dos gráficos mostrados na figuras 8, para ventos com baixa turbulência, e figura 9, para ventos com regime turbulento. O regime do vento para uma edificação pode ser considerado de alta turbulência quando sua altura não excede a duas vezes a altura média das edificações da vizinhança estendendo-se estas na direção do vento incidente uma distância mínima de acordo com a ABNT NBR 6123:1988.

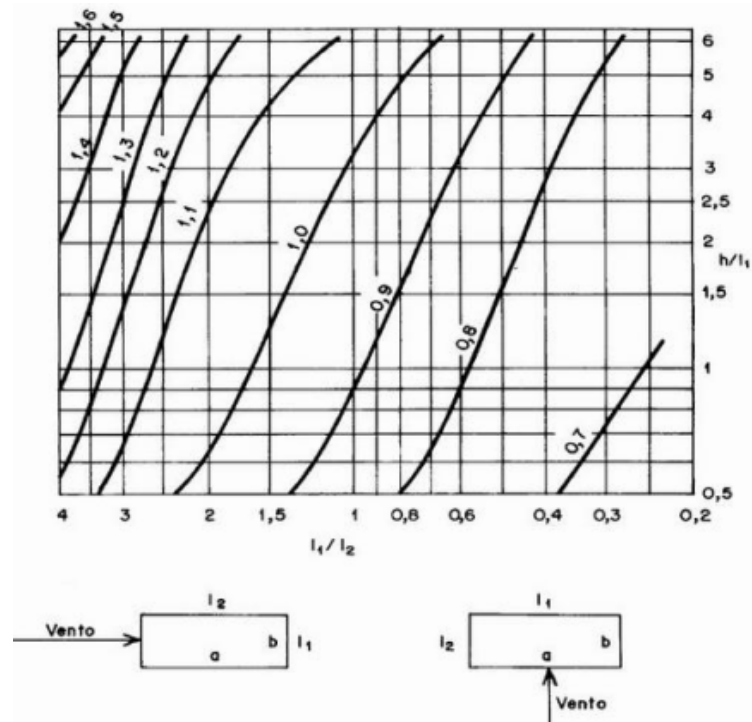
- 500 metros para edificações até 40 metros de altura;
- 1000 metros para edificações até 55 metros de altura;
- 2000 metros para edificações até 70 metros de altura;
- 3000 metros para edificações até 80 metros de altura.

Figura 8- Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

Figura 9 - Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

A pressão de obstrução devido ao vento é determinada pela seguinte equação 12:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (11)$$

Onde:

V_k é velocidade característica do vento.

A velocidade característica, por sua vez, é calculada pela equação 13:

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0 \quad (12)$$

Onde:

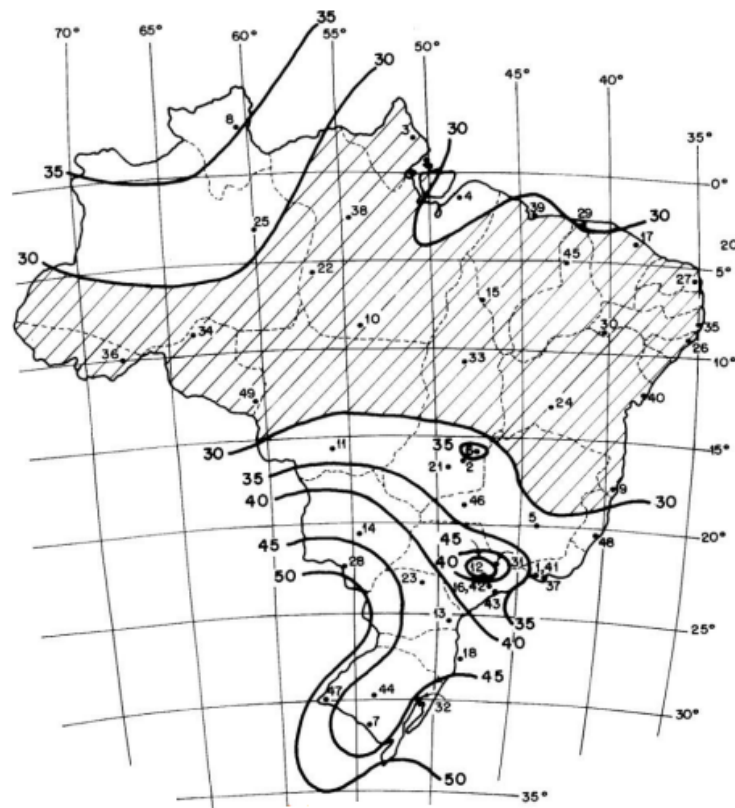
V_0 é a velocidade básica do vento calculada de acordo com o gráfico da figura 3;

S_1 é o fator topográfico;

S_2 é o fator de rugosidade e regime de escoamento;

S_3 é o fator estatístico.

Figura 10 - Velocidade básica do vento

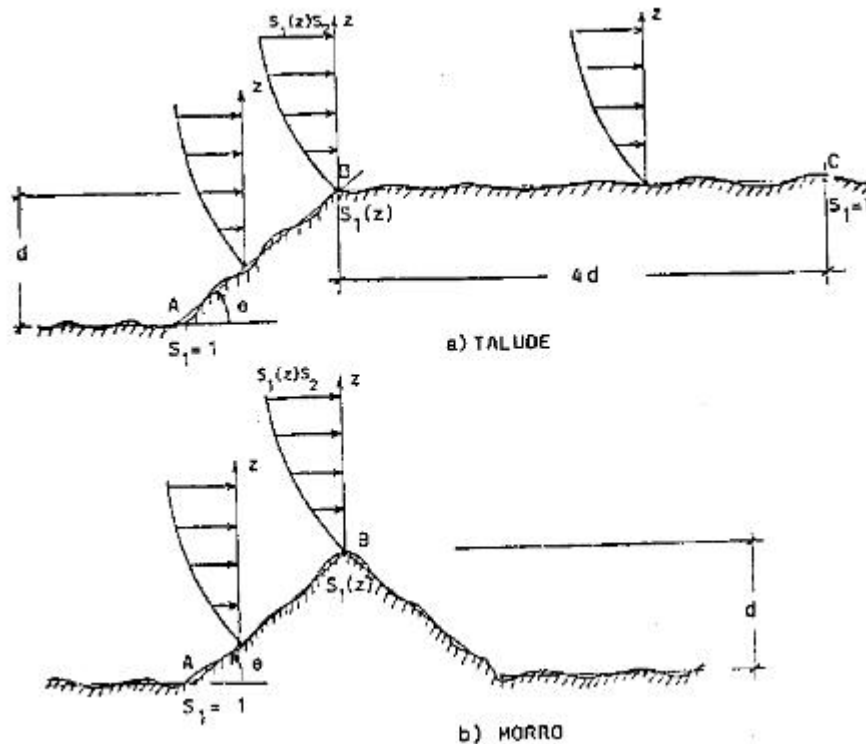


Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do terreno e é determinada do seguinte modo (ver figura 11), de acordo com a ABNT NBR 6123:1988:

- Se $\theta \leq 3^\circ$, $S_1=1$
- Se $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$, $S_1(z) = 1 + (2,5 - z/d)\text{tg}(\theta - 3^\circ)$
- Se $\theta \geq 45^\circ$, $S_1(z) = 1 + (2,5 - z/d)0,31$

Figura 11 - Variações do relevo



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

O fator S_2 leva em consideração o efeito da rugosidade do terreno, e da velocidade do vento e as dimensões da edificação. A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias segundo a ABNT NBR 6123:1988:

- I - Superfícies Lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- II - Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Obstáculos com altura média abaixo de 1,0 metros;
- III - Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos. Obstáculos com altura média de 3,0 metros;
- IV - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Altura média dos obstáculos de 10 metros;
- V - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Obstáculos com altura média de 25 metros ou mais.

Ainda segundo a ABNT NBR 6123:1988 a dimensão da edificação é classificada em três classes:

- Classe A – Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical seja inferior a 20 metros;
- Classe B - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;
- Classe C - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

O cálculo de S_2 é expresso pela equação 14:

$$S_2 = bF_r\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (13)$$

Onde:

z é a altura a ser calculado o vento;

b é obtido na tabela 8;

F_r é obtido na tabela 8;

p é obtido na tabela 8.

Tabela 7 – Parâmetro Meteorológicos

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,100	1,110	1,120
		p	0,060	0,065	0,070
II	300	b	1,000	1,000	1,000
		Fr	1,000	0,980	0,950
III	350	p	0,085	0,090	0,100
		b	0,940	0,940	0,930
IV	420	p	0,100	0,105	0,115
		b	0,860	0,850	0,840
V	500	p	0,120	0,125	0,135
		b	0,740	0,730	0,710
		p	0,150	0,160	0,175

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

O fator estatístico S_3 considera o grau de segurança necessário para uma edificação e sua vida útil. Os valores mínimos que podem ser adotados estão definidos na tabela 10.

Tabela 8 - Valores mínimos para o fator S_3

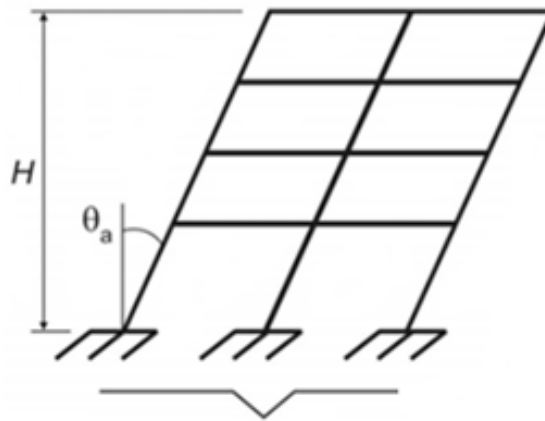
Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de comunicação, etc.)	1,1
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1
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 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

5.4.2. Desaprumo segundo a ABNT NBR 6118:2014

Na análise global das estruturas deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, com ângulos, em radianos, como mostra a figura 12.

Figura 12 - Imperfeições geométricas globais



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6118:2014

Onde:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (15)$$

E para valores de referências de θ_1 , tem-se determinado pela norma $\theta_{1\min}$:

$$\theta_{1\min} = \frac{1}{400} \text{ para estruturas de nós fixos;}$$

$$\theta_{1\min} = \frac{1}{300} \text{ para estruturas de nós móveis;}$$

$$\theta_{1\max} = \frac{1}{200}$$

Logo, tem-se o parâmetro θ_a , incógnita necessária para a determinação da força equivalente ao desaprumo, conforme a equação 14:

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{(1 + \frac{1}{n})}{2}} \quad (16)$$

Onde:

H é a altura da edificação em metros;

n é número de prumadas;

A força horizontal equivalente ao desaprumo por pavimento é expressa pela equação 17:

$$F_d = \theta_a \Delta P \quad (17)$$

Onde:

ΔP é o peso total do pavimento;

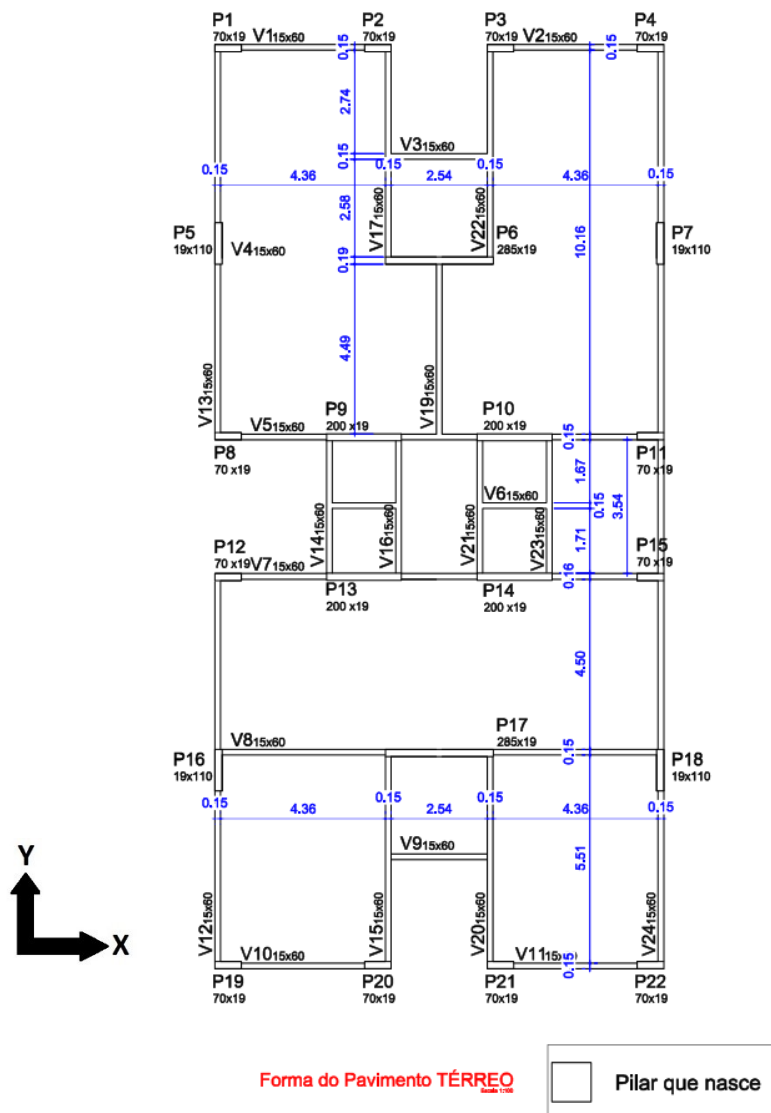
Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento, e vice-versa. Nos demais casos, soma-se a ação do vento e do desaprumo, sem necessidade de verificação de θ_{1min} .

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1. Definição de planta

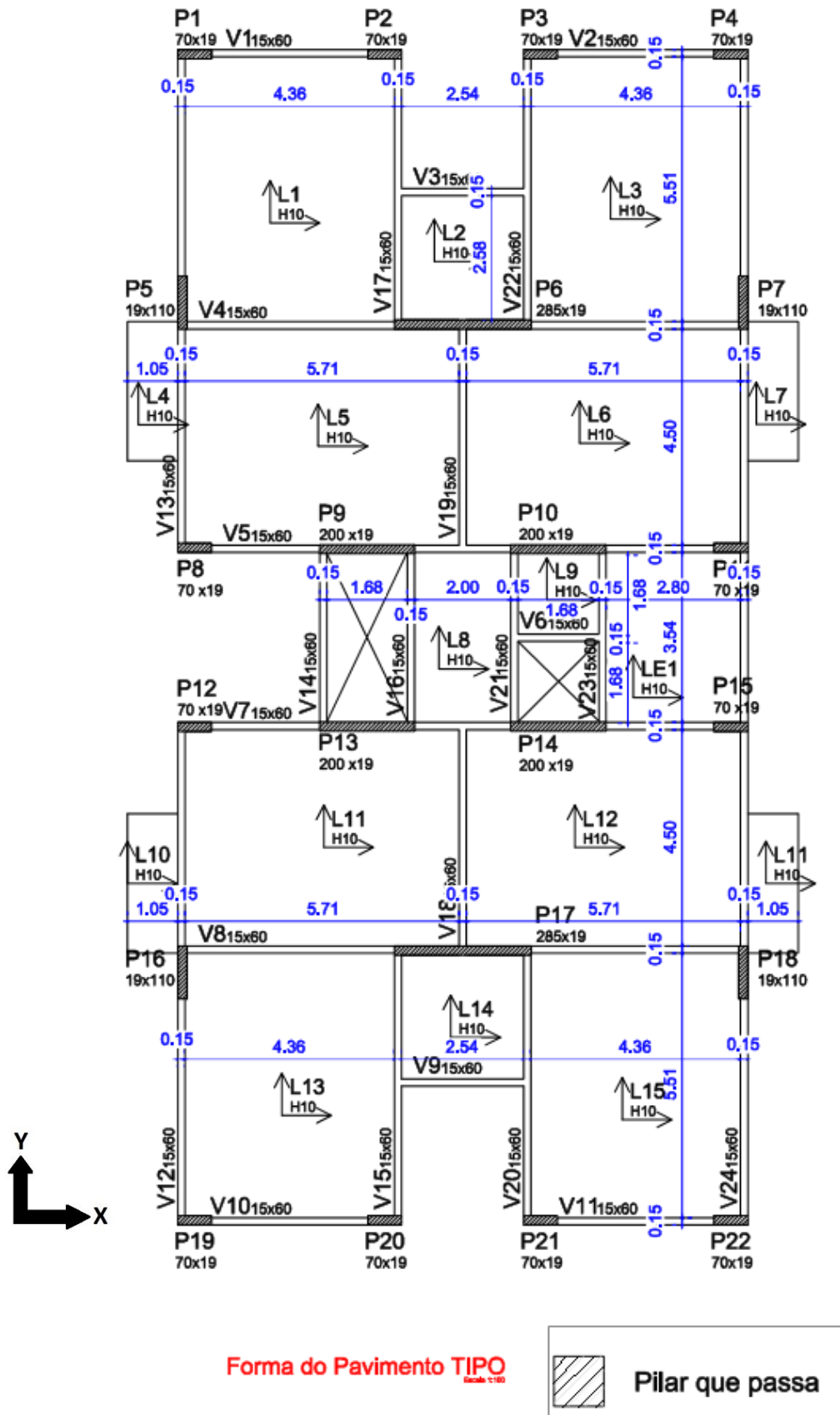
O modelo de estrutura adotado foi uma estrutura de edificação de 15 pavimentos, com presença de casa de maquinas e caixa d'agua nos pavimentos superiores. O projeto abaixo foi modelado no *software Autodesk Robot Analysys Structural*, no 2D, sendo necessária duas modelagens para abranger a estrutura integralmente: Direção X e Direção Y.

Figura 13 - Planta de formas do pavimento térreo



Fonte: Adaptado de PIZA (2017)

Figura 14 - Planta de formas de pavimento TIPO



Fonte: Adaptado de PIZA (2017)

Figura 15 - Projeto de formas do pavimento cobertura

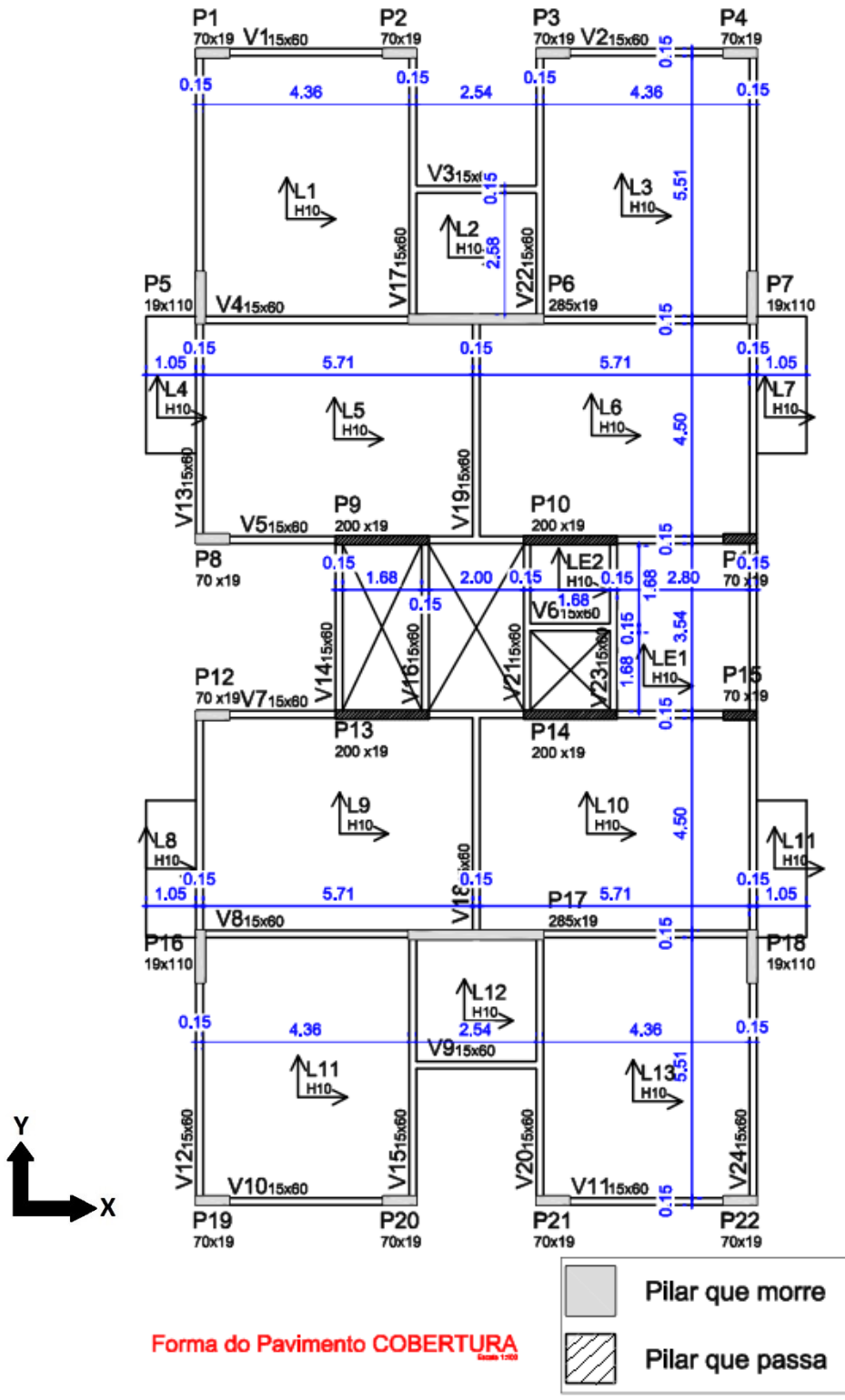
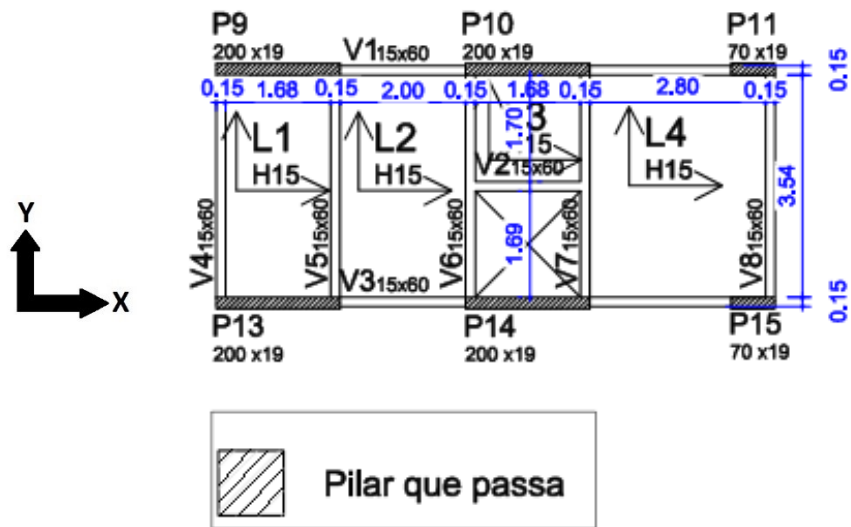


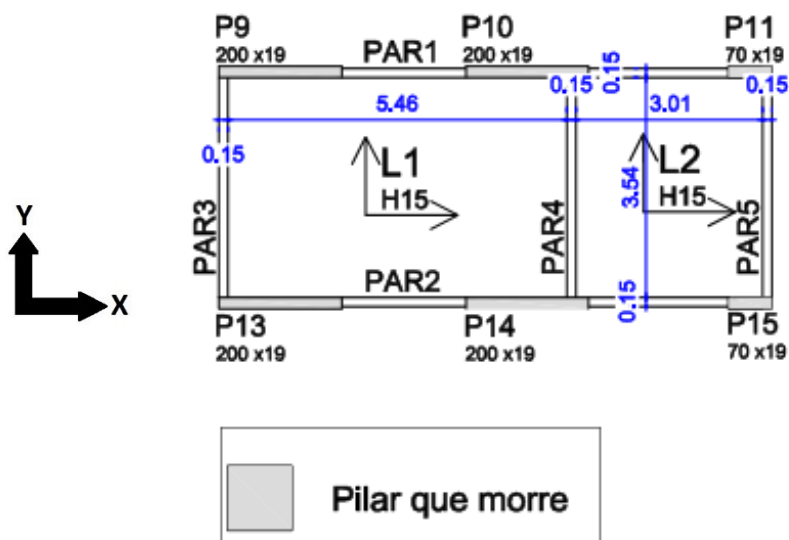
Figura 16 – Planta de formas da CASA DE MÁQUINAS



Forma do Pavimento CASA DE MÁQUINAS

Fonte: Adaptado de PIZA (2017)

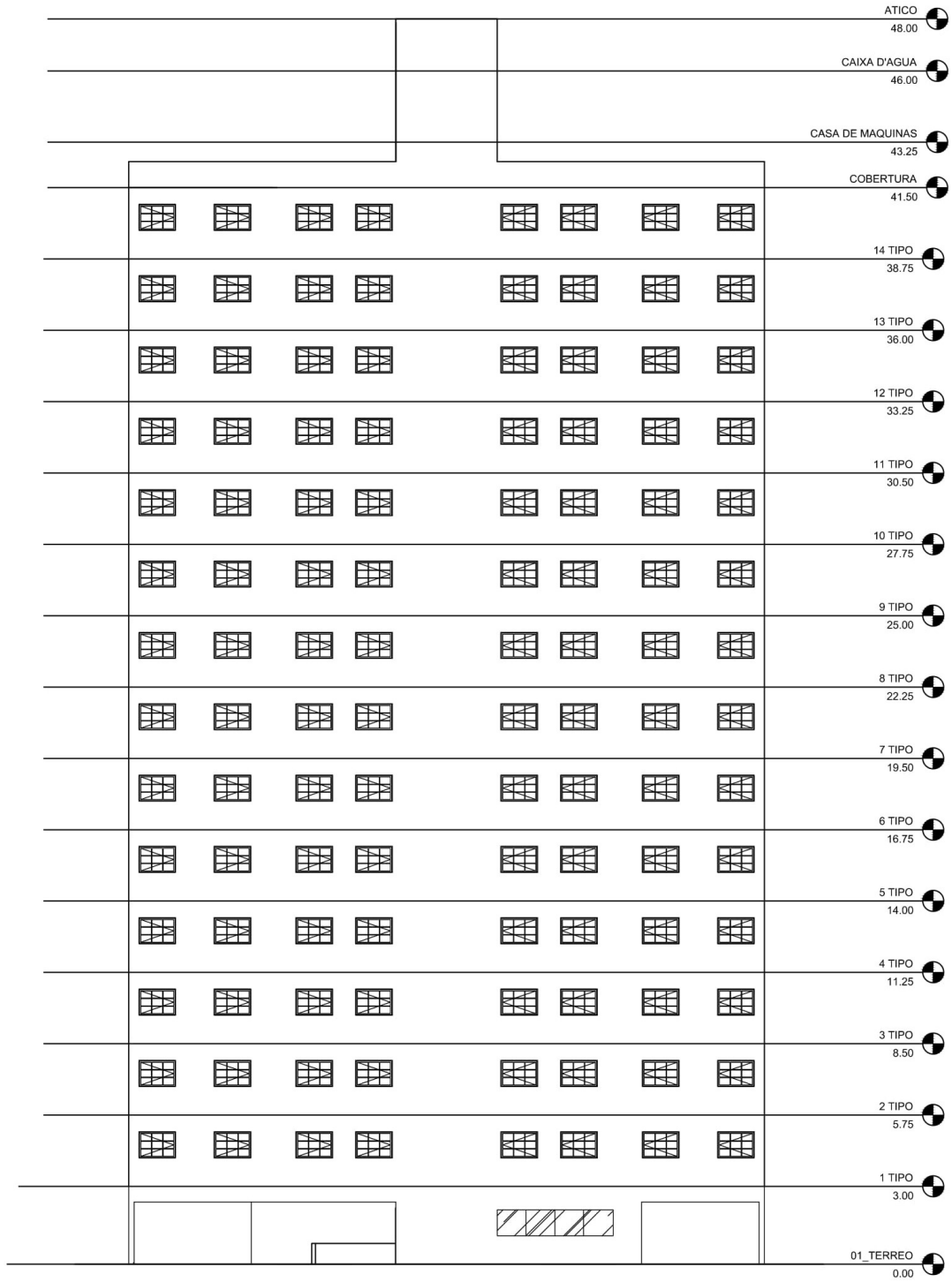
Figura 17 - Planta de formas da CAIXA D'ÁGUA



Forma do Pavimento CAIXA D'ÁGUA

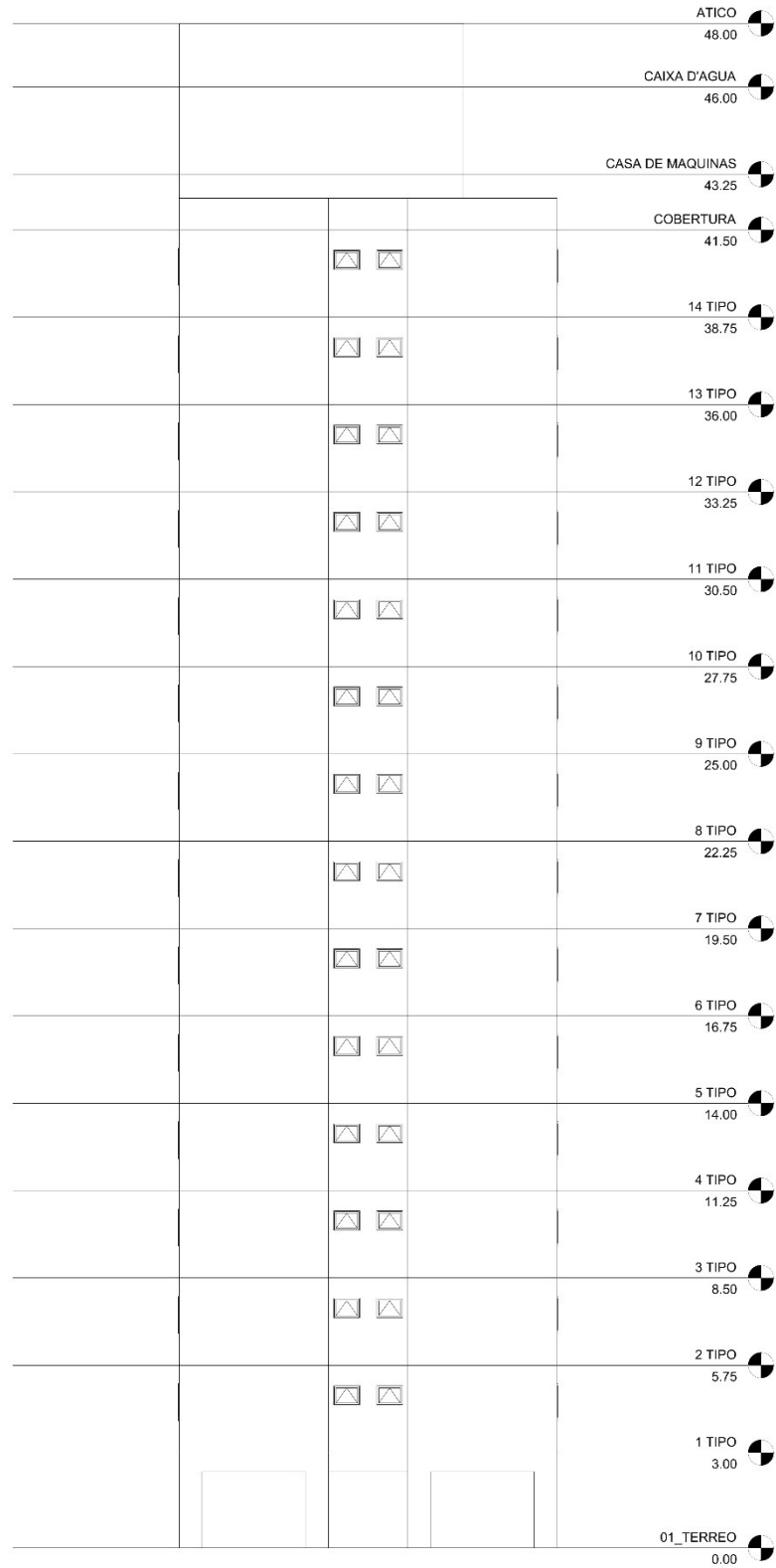
Fonte: Adaptado de PIZA (2017)

Figura 18 – Elevação frontal



Fonte Autoria Própria

Figura 19 – Elevação lateral



Fonte Autoria Própria

6.2. Levantamento de cargas atuantes na estrutura

6.2.1. Ações Verticais

6.2.1.1. Cargas Permanentes

Para calcular o desaprumo e o parâmetro α é necessário as cargas permanentes da edificação. Para isso, os pesos específicos aparentes do concreto armado será de 25 kN/m³, conforme a ABNT NBR 6120:1980 e da alvenaria 12kN/m³, de acordo com a ABNT NBR 15812:2010

Considerando lajes maciças com altura de 10cm, temos que a carga dos elementos estruturais que se repetem do térreo ao pavimento tipo ao longo de quase toda edificação, além da carga dos pavimentos cobertura, casa de máquinas e caixa d'água:

Tabela 9 – Peso próprio de vigas e pilares

Pilares	Peso (kN)	Vigas	Peso (kN)
P1	6,82	V1	10,5
P2	6,82	V2	10,5
P3	6,82	V3	6,4
P4	6,82	V4	26,7
P5	10,71	V5	26,7
P6	27,75	V13	23,5
P7	10,71	V17	13,1
P8	6,82	V19	27,5
P9	15,58	V22	13,1
P10	15,58	V24	10,1
P11	6,82		

Fonte: Autoria Própria

Tabela 10 - Peso próprio de Vigas do Poço e Lajes de Piso

Vigas do Poço	Peso (kN)	Lajes de Piso	Peso (kN)
V14	8,6	L1	81,0
V15	8,6	L2	22,5
V21	8,6	L3	81,0
V23	8,6	L4	83,1
V6	3,3	L5	83,1
		L6	21,2
		L7	7,2
		L elev.	31,9

Fonte: Autoria Própria

Tabela 11 - Resumo da tabela de Peso Próprio

Pav. Cobertura	Peso (kN)
Lajes	761,7
Vigas	616,5
Pilares	75,9
Alvenaria	65,5
Pav. caixa d'água	Peso (kN)
Lajes	74,1
Vigas	217,5
Carga Hidrostática	300
Casa de Máquinas	Peso (kN)
Lajes	65,1
Vigas	37,9
Pilares	75,9
Alvenaria	132,8

Fonte: Autoria Própria

Considerando a espessura da alvenaria de 20 cm, temos que a carga de alvenaria das paredes internas e dos elementos de vedação do pavimento tipo é:

Tabela 12 - Resumo dos elementos de vedação

Alvenaria	Peso (kN)
Paredes internas	354,1
Paredes externas (vedação)	831,1
Poço do elevador	103,0

Fonte: Autoria Própria

Com todas as cargas permanentes levantadas temos a carga discretizada de todos os pavimentos, conforme a tabela abaixo:

Tabela 13 - Resumo das cargas permanentes por pavimento

Resumo		
Pavimento	Cota	Pgk(kN)
1	3,00	2634,5
2	5,75	2634,5
3	8,50	2634,5
4	11,25	2634,5
5	14,00	2634,5
6	16,75	2634,5
7	19,50	2634,5
8	22,25	2634,5
9	25,00	2634,5
10	27,75	2634,5
11	30,50	2634,5
12	33,25	2634,5
13	36,00	2634,5
14	38,75	2634,5
Cobertura	41,50	1519,6
Casa de maquinas	43,25	311,8
Caixa d'agua	46,00	591,6
Ático	48,00	0

Fonte: Autoria Própria

6.2.1.2. Cargas Acidentais

Para as cargas acidentais, como referência, foi utilizada a Tabela 14, conforme a ABNT 6120:1980, com isso temos que para um pavimento tipo:

Tabela 14 - Carga acidental dos cômodos

Cômodos	Área (m²)	Peso (kN/m²)
Dormitórios, sala, cozinha, banheiro	205,30	1,5
Área de serviço	10,16	2
Escadas	12,90	3
Casa de maquinas	30,20	7,5
Hall	7	3

Fonte: Autoria Própria

Com as informações acima e multiplicando pelos valores de referência da norma, temos que:

Tabela 15 - Resumo das cargas acidentais

Resumo	
	(kN)
Carga acidental de 1 pavimento	388,0
Carga acidental total (14x + casa de máquinas)	5658,10

Fonte: Autoria Própria

6.2.2. Ações Horizontais

Em relação às ações horizontais, temos apenas os esforços de vento na edificação. Para cálculo dos esforços de vento na edificação foi seguido os parâmetros da ABNT 6123:1988 e o mesmo calculado duas direções, no caso, direção X e direção Y.

Primeiramente para determinar os esforços do vento nessas duas direções há alguns parâmetros a serem definidos, primeiramente como a velocidade característica do vento, conforme a equação 13. Logo temos que para nossa edificação:

- Fator S1 = 1,00; considerando a localização com $\theta \leq 3^\circ$,
- Fator S2: Adotando a localização da edificação no centro de Campo Mourão, onde há obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona urbanizada e altura média dos obstáculos é algo em torno de 10 metros.
 - $b=0,85$
 - $p=0,125$
 - $Fr = 0,98$
- Fator S3= 1,00, pois a estrutura é de uma edificação residencial com alto fator ocupação

$V_0 = 45$ m/s, de acordo com a localização da edificação no ábaco da figura 10.

Utilizando-se da equação 14:

$$S2 = bFr\left(\frac{z}{10}\right)^p$$

Posteriormente, fazendo uso da equação da velocidade característica do vento, equação 13:

$$V_k = S1 S2 S3 V_0$$

E logo, calculando a pressão de obstrução do vento de acordo com a equação 12:

$$q = 0,613 V_k^2$$

Analisando as razões das dimensões da edificação conforme a orientação do ábaco da figura 9, temos que o coeficiente de arrasto (CA) ao longo de toda edificação para direção X igual a 1,35, e para direção Y igual a 1,01. E agora observando a arquitetura da edificação e por mera divisão geométrica, pode se determinar que a área de incidência do vento (Af) por pavimento é de 67,38 m² na direção do eixo X e para a direção do eixo Y, 35,48 m².

Logo, seguindo tal roteiro, e com todos esses parâmetros, pode-se determinar a força de arrasto do vento em qualquer cota da edificação (z) e para qualquer direção, através da equação 11. Portanto tem-se na tabela abaixo que a cada pavimento os seguintes resultados de parâmetros e principalmente de força de arrasto do vento:

Tabela 16 - Cálculo dos esforços de vento

z(m)	S2	Vk(m/s)	q(N/m ²)	Vento Vx+ Vx-			Vento Vy+ Vy-		
				CA	Af (m ²)	Fvx (kN)	CA	Af (m ²)	Fvy (kN)
3,00	0,72	32,25	637,46	1,35	67,38	57,98	1,01	35,48	22,84
5,75	0,78	34,98	750,05	1,35	67,38	68,22	1,01	32,73	24,79
8,50	0,82	36,73	827,05	1,35	67,38	75,23	1,01	32,73	27,34
11,25	0,85	38,04	887,08	1,35	67,38	80,69	1,01	32,73	29,32
14,00	0,87	39,10	936,93	1,35	67,38	85,22	1,01	32,73	30,97
16,75	0,89	39,98	979,89	1,35	67,38	89,13	1,01	32,73	32,39
19,50	0,91	40,75	1017,85	1,35	67,38	92,58	1,01	32,73	33,64
22,25	0,92	41,43	1051,98	1,35	67,38	95,68	1,01	32,73	34,77
25,00	0,93	42,03	1083,08	1,35	67,38	98,51	1,01	32,73	35,80
27,75	0,95	42,59	1111,71	1,35	67,38	101,12	1,01	32,73	36,74
30,50	0,96	43,09	1138,28	1,35	67,38	103,53	1,01	32,73	37,62
33,25	0,97	43,56	1163,12	1,35	67,38	105,79	1,01	32,73	38,44
36,00	0,98	43,99	1186,45	1,35	67,38	107,92	1,01	32,73	39,21
38,75	0,99	44,40	1208,49	1,35	67,38	109,92	1,01	32,73	39,94
41,50	1,00	44,78	1229,38	1,35	55,2	91,61	1,01	26,80	33,28
43,25	1,00	45,01	1242,14	1,35	11,28	18,92	1,01	20,50	25,72
46,00	1,01	45,36	1261,44	1,35	9,12	15,53	1,01	21,25	27,07
48,00	1,01	45,61	1274,93	1,35	4,06	6,99	1,01	8,95	11,52

Fonte: Autoria Própria

6.3. Cálculo do desaprumo

Como na análise global das estruturas deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, para isso calcula-se o valor de θ_1 e θ_{min} (para nos fixos e nós moveis) conforme recomendação da ABNT 6123:1988:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} = \frac{1}{100\sqrt{48}} = 0,00144;$$

Para consideração da estrutura como nós fixos:

$$\theta_{1min} = \frac{1}{400} = 0,00250;$$

Para consideração da estrutura como nós moveis:

$$\theta_{1min} = \frac{1}{300} = 0,00333;$$

No entanto, como a ABNT NBR 6118:2014 admite que quando o valor de $\theta_1 < \theta_{min}$, deve se admitir nos cálculos posteriores o valor de $\theta_1 = \theta_{min}$. Logo tem-se que:

Tabela 17 - Cálculo de θ_1

$\theta_1 = \theta_{1min}$ (fixos)	0,0025
$\theta_1 = \theta_{1min}$ = (moveis)	0,0033

Fonte: Autoria Própria

Após a determinação de θ_1 , conforme o roteiro da ABNT NBR 6118:2014, calcula-se o valor de θ_a , no entanto para determinação de tal parâmetro, deve-se analisar a quantidade de pilares que participam da estrutura de contraventamento:

Tabela 18 - Número de pilares de contraventamento

Número de pilares que participam da estrutura de contraventamento	
Direção x	Direção y
22,00	22,00

Fonte: Autoria Própria

Com os valores acima, e com a equação 16, determina-se os valores de θ_a para estruturas de nós fixos e de nós moveis, tanto na direção X, como para direção Y, conforme tabela abaixo:

Tabela 19 – Resumo e cálculo de θ_a

	Valores de θ_a
Considerando que a estrutura seja de nós fixos x	0,0018075
Considerando que a estrutura seja de nós fixos y	0,0018075
Considerando que a estrutura seja de nós moveis x	0,0024100
Considerando que a estrutura seja de nós moveis y	0,0024100

Fonte: Autoria Própria

Seguindo com o peso total do pavimento (ΔP), calculado anteriormente no tópico de Cargas Permanentes. É calculado através da equação 17, a força equivalente ao desaprumo (F_d), para todos os pavimentos, conforme a tabela abaixo:

Tabela 20 - Resumo do cálculo das forças equivalentes

$F_d = \theta_a \times \Delta P$	(KN)
Nós fixos x (pav)	4,76
Nós fixos y (pav)	4,76
Nós fixos x (cobertura)	4,76
Nós fixos y (cobertura)	4,76
Nós fixos x (máquinas)	0,56
Nós fixos y (máquinas)	0,75
Nós fixos x (caixa d'água)	1,07
Nós fixos y (caixa d'água)	1,07
Nós fixos x (ático)	0,00
Nós fixos y (ático)	0,00
Nós móveis x (pav)	6,35
Nós móveis y (pav)	6,35
Nós móveis x (cobertura)	3,66
Nós móveis y (cobertura)	3,66
Nós móveis x (máquinas)	0,75
Nós móveis y (máquinas)	0,75
Nós móveis x (caixa d'água)	1,43
Nós móveis y (caixa d'água)	1,43
Nós móveis x (ático)	0,00
Nós móveis y (ático)	0,00

Fonte: Autoria Própria

Com a força equivalente de cada pavimento, e com as cotas dos mesmos definidas, é possível investigar a influência do desaprumo quanto a estabilidade do edifício através da análise dos momentos de tombamento junta aos esforços do vento sobre estrutura:

Tabela 21 - Cálculo dos momentos de tombamentos

Cota (m)	Momentos de Tombamentos (kN.m)					
	Fixos		Móveis		Vento	
	Desaprumo x	Desaprumo y	Desaprumo x	Desaprumo y	Vento x	Vento y
3,00	14,29	14,26	19,05	19,01	173,94	68,52
5,75	27,38	27,33	36,51	36,44	392,28	142,55
8,50	40,48	40,40	53,97	53,87	639,41	232,35
11,25	53,57	53,47	71,43	71,30	907,71	329,85
14,00	66,67	66,55	88,89	88,73	1193,08	433,55
16,75	79,76	79,62	106,35	106,16	1492,89	542,49
19,50	92,86	92,69	123,81	123,58	1805,31	656,02
22,25	105,95	105,76	141,27	141,01	2128,98	773,64
25,00	119,05	118,83	158,73	158,44	2462,82	894,96
27,75	132,14	131,90	176,19	175,87	2805,99	1019,66
30,50	145,24	144,97	193,65	193,30	3157,79	1147,50
33,25	158,33	158,05	211,11	210,73	3517,61	1278,25
36,00	171,43	171,12	228,57	228,16	3884,96	1411,74
38,75	184,52	184,19	246,03	245,58	4259,39	1547,80
41,50	113,99	113,78	151,98	151,71	3801,97	1380,99
43,25	24,37	32,44	32,50	32,44	818,09	1112,33
46,00	49,19	49,10	65,59	65,47	714,42	1245,38
TOTAIS	1579,21	1584,46	2105,61	2101,79	34492,05	14770,78

Fonte: Autoria Própria

A ABNT NBR 6118:2014 determina que se o somatório dos momentos de tombamento for menor que 30% do somatório dos momentos de tombamento do vento, o valor do desaprumo pode ser desconsiderado na análise de esforços da estrutura. Conforme a tabela abaixo temos que:

Tabela 22 - Cálculo dos momentos de tombamentos na direção X

Σ Momentos de Tombamentos (direção X)			
	Desaprumo x (kN.m)	30 % Vento X (kN.m)	DIAGNÓSTICO
Nós fixos	1579,21	10347,61	DESPREZA-SE O VALOR DO DESAPRUMO NA DIREÇÃO X
Nós moveis	2105,61	10347,61	DESPREZA-SE O VALOR DO DESAPRUMO NA DIREÇÃO X

Fonte: Autoria Própria

Tabela 23 - Cálculo dos momentos de tombamentos na direção Y

Σ Momentos de Tombamentos (direção Y)			
	Desaprumo y(kN.m)	30 % Vento Y(kN.m)	DIAGNÓSTICO
Nós fixos	1584,46	4431,23	DESPREZA-SE O VALOR DO DESAPRUMO NA DIREÇÃO X
Nós móveis	2101,79	4431,23	DESPREZA-SE O VALOR DO DESAPRUMO NA DIREÇÃO X

Fonte: Autoria Própria

6.4. Parâmetro α

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, o parâmetro α é um parâmetro de instabilidade que de forma simplificada passa ao projetista estrutural a necessidade ou não de análise de efeitos de segunda ordem. Para o presente trabalho, tal parâmetro α será calculado três vezes, para três classes de concreto diferentes. (C25, C30 e C40) para o mesmo projeto supracitado no cálculo do desaprumo.

Com as equações 4, 3, 2 e 1, respectivamente, é calculado o módulo de elasticidade representativo, conforme a tabela abaixo:

Tabela 24 – Cálculo do módulo de elasticidade

Fck (Mpa)	25	30	40
Eci (Mpa)	33600	36807	42501
α_i	0,8625	0,875	0,9
Ecm (Mpa)	28980	32206	38251
Ec (Mpa)	31878	35427	42076

Fonte: Autoria Própria

Logo, com os parâmetros de rigidez já calculado, foi simulado somente um esforço de uma carga P de 20kN, no topo da edificação, no centro geométrico do pavimento. Desta forma, com tais considerações e atrás da equação 7, o parâmetro α foi calculado e seu resultado já prontamente analisado conforme o diagnóstico na tabela abaixo:

Tabela 25 - Cálculo de α e diagnóstico na direção X

Diagnóstico (direção X)			
Classe de concreto (fck)	25	30	40
Força P adotada (KN)	20	20	20
Deslocamento (m)	0,001826	0,00164	0,00138
Altura (m)	41,5	41,5	41,5
Rigidez bruta (KN. m²)	261011293,40	290069926,80	344510600,70
Peso tot. da edificação (KN)	44964,29	44964,29	44964,29
α_x	0,49	0,52	0,52
DIAGNÓSTICO	DISPENSA ANALISE DE SEGUNDA ORDEM	DISPENSA ANALISE DE SEGUNDA ORDEM	DISPENSA ANALISE DE SEGUNDA ORDEM

Fonte: Autoria Própria

Tabela 26 - Cálculo de α e diagnóstico na direção Y

	Diagnóstico (direção Y)		
Classe de concreto (fck)	25	30	40
Força P adotada (KN)	20	20	20
Deslocamento (m)	0,00274	0,00221	0,00207
Altura (m)	41,5	41,5	41,5
Rigidez bruta (KN. m²)	173951944,60	193317578,20	124085720,50
Peso tot. da edificação (KN)	44964,29	44964,29	44964,29
α_Y	0,67	0,63	0,58
DIAGNÓSTICO	É NECESSARIO ANALISE DOS EFEITOS DE 2ªORDEM	É NECESSARIO ANALISE DOS EFEITOS DE 2ªORDEM	DISPENSA ANALISE DE SEGUNDA ORDEM

Fonte: Autoria Própria

Observando os resultados de α para as direções X e Y, chega-se a conclusões diferentes comprovando que a estrutura possui uma rigidez maior na direção X, sendo não necessária a análise de efeitos de 2º ordem nessa direção.

6.5. Parâmetro γ_z

Para o cálculo de tal parâmetro foi executado a combinação de ações e no presente trabalho será constada duas combinações: vento como ação variável principal e vento como ação variável secundária. A equação 10 foi usada para gerar os carregamentos combinados. E conforme a ABNT NBR 6118:2014, os coeficientes de majoração e minoração de ações utilizadas foram:

Tabela 27 - Coeficientes de majoração e minoração de ações

COMBINAÇÃO 1 (VENTO PRINCIPAL)	γ_g	γ_q	ψ_0
	1,4	1,4	0,5
COMBINAÇÃO 2 (VENTO SECUNDARIA)	γ_g	γ_q	ψ_0
	1,4	1,4	0,6

Fonte: Autoria Própria

O processo supracitado, foi efetuado para três classes de concreto, e logo após isso efetuou-se a diferenciação de classe de concreto para vigas e pilares e foi observado o comportamento da estrutura. Iniciando a avaliação da estrutura com concreto C25 para as duas combinações, a estrutura na direção X se mostrou mais rígida, e de acordo com o γ_z , não seria necessário análise dos efeitos de segunda ordem, pois seu valor de γ_z é menor 1,1. Já na direção Y, de acordo com tal parâmetro, a estrutura se mostrou tão deslocável que os efeitos de segunda ordem devem ser considerados na análise estrutural, pois o valor de γ_z foi maior que 1,1.

Tabela 28 - Cálculo de γ_z - Combinação 1- C25 - direção X

COTA (m)	Vento VX comb.(KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	81,17	0,00230	243,52	9,15	1,0875
5,75	95,51	0,00730	549,19	28,75	
8,50	105,32	0,01400	895,18	55,57	
11,25	112,96	0,02200	1270,80	87,06	
14,00	119,31	0,03060	1670,31	121,14	
16,75	124,78	0,03950	2090,04	156,24	
19,5	129,61	0,04830	2527,43	191,22	
22,25	133,96	0,05690	2980,57	225,23	
25,00	137,92	0,07270	3447,95	288,06	
27,75	141,56	0,07980	3928,39	316,08	
30,50	144,95	0,08620	4420,90	341,52	
33,25	148,11	0,09200	4924,65	364,35	
36,00	151,08	0,09720	5438,94	384,81	
38,75	153,89	0,10180	5963,15	403,23	
41,50	128,26	0,10340	5322,76	248,00	
43,25	26,48	0,04840	1145,33	196,87	
46,00	21,74	0,10460	1000,18	429,09	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 29 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C25 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	48,70	0,00139	146,11	5,87	1,09
5,75	57,31	0,00436	329,51	18,43	
8,50	63,19	0,00742	537,11	31,40	
11,25	67,78	0,01320	762,48	55,82	
14,00	71,58	0,01836	1002,18	77,67	
16,75	74,87	0,02067	1254,02	87,48	
19,50	77,77	0,02397	1516,46	101,44	
22,25	80,37	0,03041	1788,34	128,69	
25,00	82,75	0,03804	2068,77	160,97	
27,75	84,94	0,04364	2357,04	184,69	
30,50	86,97	0,04516	2652,54	191,09	
33,25	88,87	0,05017	2954,79	212,31	
36,00	90,65	0,05421	3263,36	229,37	
38,75	92,33	0,05611	3577,89	237,41	
41,50	76,96	0,05820	3193,65	246,26	
43,25	15,89	0,06102	687,20	258,22	
46,00	13,05	0,06076	600,11	257,09	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 30 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 - C25 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	31,98	0,00333	95,93	13,19	1,19
5,75	34,71	0,00898	199,57	35,56	
8,50	38,27	0,01545	325,30	61,18	
11,25	41,05	0,02207	461,79	87,39	
14,00	43,35	0,02855	606,97	113,06	
16,75	45,34	0,03474	759,49	137,57	
19,50	47,10	0,04357	918,43	172,53	
22,25	48,68	0,04600	1083,10	182,16	
25,00	50,12	0,05101	1252,94	201,99	
27,75	51,44	0,05556	1427,52	220,01	
30,50	52,67	0,05965	1606,49	236,21	
33,25	53,82	0,06326	1789,55	250,50	
36,00	54,90	0,06839	1976,44	270,82	
38,75	55,92	0,06905	2166,93	273,43	
41,50	46,59	0,07116	1933,39	281,79	
43,25	36,01	0,07279	1557,26	288,24	
46	37,90	0,07523	1743,54	297,90	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 31 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C25 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	19,19	0,00200	57,56	7,92	1,19
5,75	20,82	0,00539	119,74	21,34	
8,50	22,96	0,00927	195,18	36,71	
11,25	24,63	0,01324	277,07	52,43	
14,00	26,01	0,01713	364,18	67,83	
16,75	27,21	0,02085	455,70	82,56	
19,50	28,26	0,02434	551,06	96,38	
22,25	29,21	0,02760	649,86	109,29	
25,00	30,07	0,03060	751,76	121,17	
27,75	30,87	0,03334	856,51	132,02	
30,50	31,60	0,03579	963,90	141,72	
33,25	32,29	0,03796	1073,73	150,32	
36,00	32,94	0,03984	1185,86	157,76	
38,75	33,55	0,04143	1300,16	164,06	
41,50	27,95	0,04270	1160,03	169,09	
43,25	21,60	0,04467	934,36	176,89	
46,00	22,74	0,04610	1046,12	182,71	

Fonte: Autoria Própria

Como observado nas tabelas abaixo ao enrijecer a estrutura com o uso de concreto classe C30, também para as duas combinações, a estrutura na direção X se mostrou ainda mais rígida, fazendo com o que o parâmetro γ_z diminuísse em relação a análise anterior. Já na direção Y, de acordo com tal parâmetro, a estrutura ainda se mostrou tão deslocável que os efeitos de segunda ordem devem ser considerados na análise estrutural.

Tabela 32 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 - C30 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	81,17	0,00208	243,52	8,24	
5,75	95,51	0,00653	549,19	25,87	
8,50	105,32	0,01263	895,18	50,00	
11,25	112,96	0,01978	1270,80	78,34	
14,00	119,31	0,02753	1670,31	109,01	
16,75	124,78	0,03550	2090,04	140,59	
19,50	129,61	0,04745	2527,43	187,90	
22,25	133,96	0,05418	2980,57	214,55	1,09
25,00	137,92	0,05855	3447,95	231,85	
27,75	141,56	0,07146	3928,39	282,96	
30,50	144,95	0,07682	4420,90	304,21	
33,25	148,11	0,07860	4924,65	311,26	
36,00	151,08	0,08479	5438,94	335,77	
38,75	153,89	0,08744	5963,15	346,26	
41,50	128,26	0,09563	5322,76	378,68	
43,25	26,48	0,09602	1145,33	380,22	
46,00	21,74	0,09812	1000,18	388,53	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 33 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C30 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	48,70	0,001248	146,11	5,28	
5,75	57,31	0,0039199	329,51	16,59	
8,50	63,19	0,0075763	537,11	32,06	
11,25	67,78	0,0118702	762,48	50,23	
14,00	71,58	0,0165168	1002,18	69,89	
16,75	74,87	0,0213025	1254,02	90,14	
19,50	77,77	0,0260711	1516,46	110,32	1,09
22,25	80,37	0,0307083	1788,34	129,94	
25,00	82,75	0,0351298	2068,77	148,65	
27,75	84,94	0,0392735	2357,04	166,18	
30,50	86,97	0,043094	2652,54	182,35	
33,25	88,87	0,0465622	2954,79	197,03	
36,00	90,65	0,0496754	3263,36	210,20	
38,75	92,33	0,052465	3577,89	222,00	
41,50	76,96	0,0549765	3193,65	232,63	
43,25	15,89	0,0558107	687,20	236,16	
46,00	13,05	0,0564697	600,11	238,95	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 34 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 - C30 - direção Y

COTA (m)	Vento comb.(KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	31,98	0,00300	95,93	11,88	1,16
5,75	34,71	0,00808	199,57	32,00	
8,50	38,27	0,01390	325,30	55,04	
11,25	41,05	0,01986	461,79	78,64	
14,00	43,35	0,02569	606,97	101,73	
16,75	45,34	0,03126	759,49	123,79	
19,50	47,10	0,03651	918,43	144,58	
22,25	48,68	0,04139	1083,10	163,90	
25,00	50,12	0,04590	1252,94	181,76	
27,75	51,44	0,04999	1427,52	197,96	
30,50	52,67	0,05367	1606,49	212,53	
33,25	53,82	0,05692	1789,55	225,40	
36,00	54,90	0,05974	1976,44	236,56	
38,75	55,92	0,06124	2166,93	242,50	
41,50	46,59	0,06140	1933,39	243,15	
43,25	36,01	0,06550	1557,26	259,37	
46,00	37,90	0,06770	1743,54	268,09	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 35 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C30 - direção Y

COTA (m)	Vento comb.(KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	19,19	0,0018	95,93	11,88	1,16
5,75	20,82	0,00485	199,57	32,00	
8,50	22,96	0,00834	325,30	55,04	
11,25	24,63	0,01192	461,79	78,64	
14,00	26,01	0,01542	606,97	101,73	
16,75	27,21	0,01876	759,49	123,79	
19,50	28,26	0,02191	918,43	144,58	
22,25	29,21	0,02484	1083,10	163,90	
25,00	30,07	0,02754	1252,94	181,76	
27,75	30,87	0,03000	1427,52	197,96	
30,50	31,60	0,03220	1606,49	212,53	
33,25	32,29	0,03415	1789,55	225,40	
36,00	32,94	0,03585	1976,44	236,56	
38,75	33,55	0,03728	2166,93	242,50	
41,50	27,95	0,03842	1933,39	243,15	
43,25	21,60	0,03930	1557,26	259,37	
46,00	22,74	0,04062	1743,54	268,09	

Fonte: Autoria Própria

Enrijecendo ainda mais a estrutura em relação a análise anterior, com o uso de concreto classe C40, nas duas combinações, a estrutura na direção X se mostrou ainda mais rígida, fazendo com o que o parâmetro γ_z também diminuísse em relação a análise anterior. Em contrapartida, na direção Y, a estrutura ainda se mostrou deslocável que os efeitos de segunda ordem devem ser considerados na análise estrutural.

Tabela 36 - Cálculo de γ_z – Combinação 1 – C40 - direção X

COTA (m)	Vento VX comb.(KN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	81,17	0,00175	243,52	6,94	
5,75	95,51	0,00550	549,19	21,78	
8,50	105,32	0,01063	895,18	42,10	
11,25	112,96	0,01666	1270,80	65,96	
14,00	119,31	0,02318	1670,31	91,78	
16,75	124,78	0,02989	2090,04	118,38	
19,50	129,61	0,03658	2527,43	144,87	
22,25	133,96	0,04309	2980,57	170,64	
25,00	137,92	0,04929	3447,95	195,21	1,07
27,75	141,56	0,05511	3928,39	218,24	
30,50	144,95	0,06047	4420,90	239,47	
33,25	148,11	0,06534	4924,65	258,74	
36,00	151,08	0,06971	5438,94	276,04	
38,75	153,89	0,07362	5963,15	291,54	
41,50	128,26	0,07715	5322,76	305,50	
43,25	26,48	0,07839	1145,33	310,13	
46,00	21,74	0,07924	1000,18	313,80	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 37 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C40 - direção X

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	48,70	0,00105	146,11	4,45	
5,75	57,31	0,00330	329,51	13,97	
8,50	63,19	0,00638	537,11	26,99	
11,25	67,78	0,00999	762,48	42,29	
14,00	71,58	0,01391	1002,18	58,85	
16,75	74,87	0,01794	1254,02	75,90	
19,50	77,77	0,02195	1516,46	92,89	
22,25	80,37	0,02586	1788,34	109,41	
25,00	82,75	0,02958	2068,77	125,16	1,07
27,75	84,94	0,03307	2357,04	139,92	
30,50	86,97	0,03628	2652,54	153,54	
33,25	88,87	0,03920	2954,79	165,89	
36,00	90,65	0,04183	3263,36	176,98	
38,75	92,33	0,04417	3577,89	186,92	
41,50	76,96	0,04629	3193,65	195,87	
43,25	15,89	0,04699	687,20	198,84	
46,00	13,05	0,04755	600,11	201,19	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 38 - Cálculo de γ_z - Combinação 1 - C40 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	31,98	0,00253	95,93	10,02	
5,75	34,71	0,00680	199,57	26,93	
8,50	38,27	0,01170	325,30	46,33	
11,25	41,05	0,01672	461,79	66,21	
14,00	43,35	0,02163	606,97	85,65	
16,75	45,34	0,02632	759,49	104,22	
19,50	47,10	0,03074	918,43	121,73	
22,25	48,68	0,03485	1083,10	138,00	
25,00	50,12	0,03864	1252,94	153,01	
27,75	51,44	0,04209	1427,52	166,67	1,13
30,50	52,67	0,04519	1606,49	178,95	
33,25	53,82	0,04793	1789,55	189,80	
36,00	54,90	0,04523	1976,44	179,11	
38,75	55,92	0,05232	2166,93	207,18	
41,50	46,59	0,05391	1933,39	213,48	
43,25	36,01	0,05515	1557,26	218,39	
46,00	37,90	0,05700	1743,54	225,71	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 39 - Cálculo de γ_z – Combinação 2 - C40 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	19,19	0,00152	57,56	6,02	1,13
5,75	20,82	0,00408	119,74	16,16	
8,50	22,96	0,00702	195,18	27,80	
11,25	24,63	0,01003	277,07	39,72	
14,00	26,01	0,01298	364,18	51,40	
16,75	27,21	0,01579	455,70	62,53	
19,50	28,26	0,01844	551,06	73,02	
22,25	29,21	0,02091	649,86	82,80	
25,00	30,07	0,02319	751,76	91,83	
27,75	30,87	0,02526	856,51	100,03	
30,50	31,60	0,02711	963,90	107,35	
33,25	32,29	0,02876	1073,73	113,89	
36,00	32,94	0,03018	1185,86	119,51	
38,75	33,55	0,03139	1300,16	124,30	
41,50	27,95	0,03235	1160,03	128,10	
43,25	21,60	0,03309	934,36	131,03	
46,00	22,74	0,03420	1046,12	135,43	

Fonte: Autoria Própria

Logo, com as três análises efetuadas, temos que a direção X, a edificação se mostrou pouco deslocável. Já para a direção Y, observa-se que a estrutura se mostrou mais deslocável que a direção X sendo necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem nos esforços.

Por fim, com a realização da análise das duas direções de X e Y, da estrutura para três classes de concreto, foi executado a mesma análise agora com compoendo a estrutura com duas classes de concreto, conforme os arranjos abaixo:

- Arranjo 1: Pilares C25 e Vigas C30
- Arranjo 2: Pilares C25 e Vigas C40
- Arranjo 3: Pilares C40 e Vigas C25
- Arranjo 3: Pilares C40 e Vigas C30

Iniciando tal análise, com o arranjo 1. Pode se observar valores de γ_z intermediários entre as análises de classe C25 e classe C30, uma estrutura mais rígida que do que aquela modelada por somente concreto C25 e pouco menos deslocável que estrutura concebida somente com a utilização de concreto C30. Tal alteração para

diferentes classes de concreto e pilares, ainda faz com que a direção ainda precise de consideração dos efeitos de segunda ordem na direção Y.

Tabela 40 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	81,17	0,00222	243,52	8,79	
5,75	95,51	0,00694	549,19	27,47	
8,50	105,32	0,01337	895,18	29,44	
11,25	112,96	0,02089	1270,80	52,94	
14,00	119,31	0,02901	1670,31	82,73	
16,75	124,78	0,03734	2090,04	114,86	
19,50	129,61	0,04563	2527,43	147,86	
22,25	133,96	0,05367	2980,57	180,67	
25,00	137,92	0,06134	3447,95	212,54	1,08
27,75	141,56	0,06852	3928,39	242,89	
30,50	144,95	0,07514	4420,90	271,33	
33,25	148,11	0,08116	4924,65	297,56	
36,00	151,08	0,08656	5438,94	321,37	
38,75	153,89	0,09140	5963,15	342,76	
41,50	128,26	0,09578	5322,76	219,28	
43,25	26,48	0,09730	1145,33	389,36	
46,00	21,74	0,09854	1000,18	399,18	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 41 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção X

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	48,70	0,00133	146,11	5,63	
5,75	57,31	0,00416	329,51	17,61	
8,50	63,19	0,00802	537,11	18,87	
11,25	67,78	0,01254	762,48	33,94	
14,00	71,58	0,01740	1002,18	53,04	
16,75	74,87	0,02240	1254,02	73,64	
19,50	77,77	0,02738	1516,46	94,80	
22,25	80,37	0,03220	1788,34	115,84	1,09
25,00	82,75	0,03680	2068,77	136,27	
27,75	84,94	0,04111	2357,04	155,73	
30,50	86,97	0,04509	2652,54	173,96	
33,25	88,87	0,04869	2954,79	190,78	
36,00	90,65	0,05194	3263,36	206,05	
38,75	92,33	0,05484	3577,89	219,76	
41,50	76,96	0,05747	3193,65	232,06	
43,25	15,89	0,05838	687,20	243,18	
46,00	13,05	0,05912	600,11	247,04	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 42 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	31,98	0,00320	95,93	13,19	
5,75	34,71	0,00856	199,57	35,56	
8,50	38,27	0,01466	325,30	61,18	
11,25	41,05	0,02089	461,79	87,39	
14,00	43,35	0,02696	606,97	113,06	
16,75	45,34	0,03275	759,49	137,57	
19,50	47,10	0,03821	918,43	160,65	
22,25	48,68	0,04330	1083,10	182,16	1,17
25,00	50,12	0,04798	1252,94	201,99	
27,75	51,44	0,05225	1427,52	220,01	
30,50	52,67	0,05609	1606,49	236,21	
33,25	53,82	0,05948	1789,55	250,50	
36,00	54,90	0,06242	1976,44	262,90	
38,75	55,92	0,06491	2166,93	273,43	
41,50	46,59	0,06689	1933,39	281,79	
43,25	36,01	0,06842	1557,26	288,24	
46,00	37,90	0,07078	1743,54	297,90	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 43 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C30 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	19,19	0,00192	57,56	7,92	1,17
5,75	20,82	0,00514	119,74	21,34	
8,50	22,96	0,0088	195,18	36,71	
11,25	24,63	0,01253	277,07	52,43	
14,00	26,01	0,01617	364,18	67,83	
16,75	27,21	0,01965	455,70	82,56	
19,50	28,26	0,02293	551,06	96,38	
22,25	29,21	0,02598	649,86	109,29	
25,00	30,07	0,02879	751,76	121,17	
27,75	30,87	0,03135	856,51	132,02	
30,50	31,60	0,03365	963,90	141,72	
33,25	32,29	0,03569	1073,73	150,32	
36,00	32,94	0,03745	1185,86	157,76	
38,75	33,55	0,03895	1300,16	164,06	
41,50	27,95	0,04013	1160,03	169,09	
43,25	21,60	0,04105	934,36	172,93	
46,00	22,74	0,04247	1046,12	178,75	

Fonte: Autoria Própria

Aumentando a rigidez ainda mais das vigas, em relação à última análise, temos a estrutura concebida com os pilares com classe de concreto C25 e vigas com classe C40. Em relação à direção X, o comportamento da estrutura mudou um pouco em relação à última análise (Pilares com C25 e vigas com C30), um leve aumento do valor do parâmetro γ_z , que antes era 1,08, agora passa a ser 1,09. Já na direção Y, a direção menos rígida analisada, com o aumento de rigidez das vigas, ficou menos deslocável, conseqüentemente o parâmetro γ_z diminuiu em relação à última análise, sendo agora 1,16 em vez de 1,18.

Tabela 44 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	81,17	0,00222	243,52	8,78	
5,75	95,51	0,00693	549,19	27,45	
8,50	105,32	0,01336	895,18	29,41	
11,25	112,96	0,02087	1270,80	52,89	
14,00	119,31	0,02896	1670,31	82,63	
16,75	124,78	0,03728	2090,04	114,70	
19,50	129,61	0,04554	2527,43	147,61	
22,25	133,96	0,05355	2980,57	180,33	1,09
25,00	137,92	0,06118	3447,95	212,06	
27,75	141,56	0,06831	3928,39	242,25	
30,50	144,95	0,07486	4420,90	270,48	
33,25	148,11	0,08079	4924,65	319,92	
36,00	151,08	0,08608	5438,94	340,86	
38,75	153,89	0,09078	5963,15	359,48	
41,50	128,26	0,09501	5322,76	376,21	
43,25	26,48	0,09594	1145,33	379,90	
46,00	21,74	0,09677	1000,18	383,21	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 45 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (KN.m)	γ_z
3,00	48,70	0,00133	243,52	8,78	
5,75	57,31	0,00416	549,19	27,45	
8,50	63,19	0,00801	895,18	52,89	
11,25	67,78	0,01252	1270,80	82,63	
14,00	71,58	0,01738	1670,31	114,70	
16,75	74,87	0,02237	2090,04	147,61	
19,50	77,77	0,02732	2527,43	180,33	
22,25	80,37	0,03213	2980,57	212,06	1,09
25,00	82,75	0,03671	3447,95	242,25	
27,75	84,94	0,04098	3928,39	270,48	
30,50	86,97	0,04492	4420,90	296,44	
33,25	88,87	0,04847	4924,65	319,92	
36,00	90,65	0,05165	5438,94	340,86	
38,75	92,33	0,05447	5963,15	359,48	
41,50	76,96	0,05700	5322,76	376,21	
43,25	15,89	0,05756	1145,33	379,90	
46,00	13,05	0,05806	1000,18	383,21	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 46 - Combinação 1 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção Y

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	31,98	0,07116	95,93	11,88	
5,75	34,71	0,06905	199,57	32,00	
8,50	38,27	0,06326	325,30	55,04	
11,25	41,05	0,05965	461,79	78,64	
14,00	43,35	0,05556	606,97	101,73	
16,75	45,34	0,05101	759,49	123,79	
19,50	47,10	0,04600	918,43	144,58	
22,25	48,68	0,04057	1083,10	163,90	1,16
25,00	50,12	0,03474	1252,94	181,76	
27,75	51,44	0,02855	1427,52	197,96	
30,50	52,67	0,02207	1606,49	212,53	
33,25	53,82	0,01545	1789,55	225,40	
36,00	54,90	0,00898	1976,44	236,56	
38,75	55,92	0,00333	2166,93	242,50	
41,50	46,59	0,07523	1933,39	243,15	
43,25	36,01	0,07279	1557,26	259,37	
46,00	37,90	0,06639	1743,54	268,09	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 47 - Combinação 2 - Pilares C25 e Vigas C40 - direção Y

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	19,19	0,002	95,93	11,88	
5,75	20,82	0,00539	199,57	32,00	
8,50	22,96	0,00927	325,30	55,04	
11,25	24,63	0,01324	461,79	78,64	
14,00	26,01	0,01713	606,97	101,73	
16,75	27,21	0,02085	759,49	123,79	
19,50	28,26	0,02434	918,43	144,58	1,16
22,25	29,21	0,0276	1083,10	163,90	
25,00	30,07	0,0306	1252,94	181,76	
27,75	30,87	0,03334	1427,52	197,96	
30,50	31,60	0,03579	1606,49	212,53	
33,25	32,29	0,03796	1789,55	225,40	
36,00	32,94	0,03984	1976,44	236,56	
38,75	33,55	0,04143	2166,93	242,50	
41,50	27,95	0,0427	1933,39	243,15	
43,25	21,60	0,04367	1557,26	259,37	
46,00	22,74	0,04514	1743,54	268,09	

Fonte: Autoria Própria

Agora fixando a rigidez dos pilares com a utilização de concreto de classe C40, e variando a rigidez das vigas. A primeira análise com a estrutura concebida com pilares com concreto C40 e vigas com concreto C25. Analisando o valor final de γ_z temos que a estrutura alcançou valor intermediário em comparação as estruturas concebida somente com concreto C40 e estrutura concebida somente com concreto C25, sendo mais deslocável que a estrutura de concreto classe C40 e mais rígida que a estrutura de concreto classe C25. Tal mudança ainda faz com que a direção ainda precise de consideração dos efeitos de segunda ordem na direção Y.

Tabela 48 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção X

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	81,17	0,00195	243,52	7,71	1,08
5,75	95,51	0,00619	549,19	24,51	
8,50	105,32	0,01206	895,18	47,74	
11,25	112,96	0,01902	1270,80	75,30	
14,00	119,31	0,02662	1670,31	105,41	
16,75	124,78	0,03451	2090,04	136,66	
19,50	129,61	0,04242	2527,43	168,00	
22,25	133,96	0,05016	2980,57	198,62	
25,00	137,92	0,05756	3447,95	227,92	
27,75	141,56	0,06451	3928,39	255,46	
30,50	144,95	0,07094	4420,90	280,90	
33,25	148,11	0,07679	4924,65	304,06	
36,00	151,08	0,08205	5438,94	324,93	
38,75	153,89	0,08679	5963,15	343,69	
41,50	128,26	0,09104	5322,76	360,50	
43,25	26,48	0,09242	1145,33	365,99	
46,00	21,74	0,09352	1000,18	370,32	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 49 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	48,70	0,00117	146,11	4,94	1,08
5,75	57,31	0,00371	329,51	15,71	
8,50	63,19	0,00723	537,11	30,61	
11,25	67,78	0,01141	762,48	48,28	
14,00	71,58	0,01597	1002,18	67,58	
16,75	74,87	0,02071	1254,02	87,62	
19,50	77,77	0,02545	1516,46	107,71	
22,25	80,37	0,02709	1788,34	114,65	
25,00	82,75	0,03353	2068,77	141,90	
27,75	84,94	0,03571	2357,04	151,09	
30,50	86,97	0,04056	2652,54	171,64	
33,25	88,87	0,04407	2954,79	186,49	
36,00	90,65	0,04723	3263,36	199,86	
38,75	92,33	0,05008	3577,89	211,89	
41,50	76,96	0,05362	3193,65	226,90	
43,25	15,89	0,05445	687,20	230,42	
46,00	13,05	0,0561105	600,11	237,43	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 50 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	31,98	0,00280	95,93	11,09	1,16
5,75	34,71	0,00770	199,57	30,49	
8,50	38,27	0,01342	325,30	53,14	
11,25	41,05	0,01934	461,79	76,58	
14,00	43,35	0,02516	606,97	99,63	
16,75	45,34	0,03074	759,49	121,73	
19,50	47,10	0,03601	918,43	142,60	
22,25	48,68	0,04091	1083,10	162,00	
25,00	50,12	0,04542	1252,94	179,86	
27,75	51,44	0,04953	1427,52	196,13	
30,50	52,67	0,05321	1606,49	210,71	
33,25	53,82	0,05646	1789,55	223,58	
36,00	54,90	0,05928	1976,44	234,74	
38,75	55,92	0,06167	2166,93	244,21	
41,50	46,59	0,06357	1933,39	251,73	
43,25	36,01	0,06500	1557,26	257,39	
46,00	37,90	0,06701	1743,54	265,35	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 51 - Combinação 2 - Pilares C40 e Vigas C25 - direção Y

COTA (m)	Vento comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	19,19	0,00168	57,56	6,65	1,16
5,75	20,82	0,00462	119,74	18,29	
8,50	22,96	0,00805	195,18	31,88	
11,25	24,63	0,01160	277,07	45,93	
14,00	26,01	0,01510	364,18	59,79	
16,75	27,21	0,01845	455,70	73,06	
19,50	28,26	0,02160	551,06	85,53	
22,25	29,21	0,02455	649,86	97,22	
25,00	30,07	0,02725	751,76	107,91	
27,75	30,87	0,02972	856,51	117,69	
30,50	31,60	0,03193	963,90	126,44	
33,25	32,29	0,03388	1073,73	134,16	
36,00	32,94	0,03557	1185,86	140,85	
38,75	33,55	0,03700	1300,16	146,52	
41,50	27,95	0,03814	1160,03	151,03	
43,25	21,60	0,03900	934,36	154,44	
46,00	22,74	0,04020	1046,12	159,19	

Fonte: Autoria Própria

Seguindo com a última análise, e enrijecendo ainda mais as vigas, a análise da estrutura modelada com concreto classe C40 para pilares e concreto C30 para vigas. Em relação à última análise (Pilares com C40 e vigas C25), a estrutura se mostrou pouco mais rígida, diminuindo os deslocamentos horizontais, porém não o suficiente para alterar os parâmetros de γ_z na direção X.

Já na direção Y, observa-se que a estrutura ficou menos deslocável, através da diminuição dos valores de γ_z , que antes era 1,16 e agora é 1,15. No entanto, mesmo enrijecendo as vigas, a estrutura ainda precisa de consideração dos efeitos de segunda ordem na direção Y.

Tabela 52 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção X

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	81,17	0,00187	243,52	7,41	1,08
5,75	95,51	0,00592	549,19	23,44	
8,50	105,32	0,01150	895,18	45,53	
11,25	112,96	0,01809	1270,80	71,64	
14,00	119,31	0,02527	1670,31	100,05	
16,75	124,78	0,03269	2090,04	129,46	
19,50	129,61	0,04012	2527,43	158,86	
22,25	133,96	0,04736	2980,57	187,54	
25,00	137,92	0,05428	3447,95	214,95	
27,75	141,56	0,06078	3928,39	240,67	
30,50	144,95	0,06677	4420,90	264,41	
33,25	148,11	0,07222	4924,65	285,99	
36,00	151,08	0,07713	5438,94	305,41	
38,75	153,89	0,08153	5963,15	322,84	
41,50	128,26	0,08548	5322,76	338,48	
43,25	26,48	0,08678	1145,33	343,63	
46,00	21,74	0,08780	1000,18	347,68	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 53 - Combinação 2 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção X

COTA (m)	Vento Comb. (kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	48,70	0,00112	146,11	4,44	1,08
5,75	57,31	0,00355	329,51	14,07	
8,50	63,19	0,00690	537,11	27,32	
11,25	67,78	0,01085	762,48	42,98	
14,00	71,58	0,01516	1002,18	60,03	
16,75	74,87	0,01962	1254,02	77,67	
19,50	77,77	0,02407	1516,46	95,32	
22,25	80,37	0,02841	1788,34	112,53	
25,00	82,75	0,03257	2068,77	128,97	
27,75	84,94	0,03647	2357,04	144,40	
30,50	86,97	0,04006	2652,54	158,65	
33,25	88,87	0,04333	2954,79	171,60	
36,00	90,65	0,04628	3263,36	183,25	
38,75	92,33	0,04891	3577,89	193,70	
41,50	76,96	0,05129	3193,65	203,09	
43,25	15,89	0,05207	687,20	206,18	
46,00	13,05	0,05269	600,11	208,61	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 54 - Combinação 1 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção Y

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	31,98	0,00270	95,93	10,69	1,15
5,75	34,71	0,00736	199,57	29,14	
8,50	38,27	0,01277	325,30	50,57	
11,25	41,05	0,01834	461,79	72,62	
14,00	43,35	0,02381	606,97	94,29	
16,75	45,34	0,02905	759,49	115,04	
19,50	47,10	0,03398	918,43	134,56	
22,25	48,68	0,03858	1083,10	152,77	
25,00	50,12	0,04281	1252,94	169,52	
27,75	51,44	0,04666	1427,52	184,77	
30,50	52,67	0,05011	1606,49	198,43	
33,25	53,82	0,05315	1789,55	210,47	
36,00	54,90	0,05580	1976,44	220,96	
38,75	55,92	0,05804	2166,93	229,83	
41,50	46,59	0,05982	1933,39	236,88	
43,25	36,01	0,06120	1557,26	242,35	
46,00	37,90	0,06317	1743,54	250,15	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 55- Combinação 2 - Pilares C40 e Vigas C30 - direção Y

COTA (m)	Vento comb.(kN)	Deslocamentos Horizontais (m)	Md (kN.m)	Δ Md (kN.m)	γ_z
3,00	19,19	0,00162	57,56	6,42	1,15
5,75	20,82	0,00442	119,74	17,50	
8,50	22,96	0,00766	195,18	30,33	
11,25	24,63	0,01100	277,07	43,56	
14,00	26,01	0,01429	364,18	56,59	
16,75	27,21	0,01743	455,70	69,02	
19,50	28,26	0,02039	551,06	80,74	
22,25	29,21	0,02315	649,86	91,67	
25,00	30,07	0,02568	751,76	101,69	
27,75	30,87	0,02799	856,51	110,84	
30,50	31,60	0,03006	963,90	119,03	
33,25	32,29	0,03189	1073,73	126,28	
36,00	32,94	0,03348	1185,86	132,58	
38,75	33,55	0,03483	1300,16	137,92	
41,50	27,95	0,03589	1160,03	142,12	
43,25	21,60	0,03672	934,36	145,41	
46,00	22,74	0,03790	1046,12	150,08	

Fonte: Autoria Própria

6.6. P-Delta

Para a consideração dos efeitos de segunda ordem, foi calculado a majoração dos efeitos de primeira ordem conforme a equação 8 da ABTN NBR 6118:2014. Para efeito de comparação do que a norma prevê, executou-se o cálculo da estrutura considerando uma análise não linear, através do método P-Delta, no software *Autodesk Robot Structural*. Os elementos estruturais escolhidos para analisar os efeitos de segunda ordem foram os pilares do primeiro pavimento P17, o qual possui o maior esforço normal, e o pilar P5, um pilar de borda, disposto com maior rigidez na direção que a estrutura é menos rígida, direção Y.

Através das tabelas abaixo, é feita majoração dos esforços de primeira ordem, quando necessário e comparado com os esforços obtidos da análise não linear, calculando a diferença que pode haver entre essas aproximações.

Tabela 56 - PILAR P17 - Combinação 1 – C25

P17 - C25	M (kN.m) (1º ordem)	γz	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M(kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-5384,57	1,09	Não necessário	5526,09	-
Mx, topo	-3493,03		Não necessário	3613,49	-
My, base	-43,26	1,19	-48,90	-45,24	7,48
My, topo	-4,60		-5,20	-4,31	17,11

Fonte: Autoria Própria

Tabela 57- PILAR P17 - Combinação 2 – C25

P17 - C25	M (kN.m) (1º ordem)	γz	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3228,77	1,09	Não necessário	3336,47	-
Mx, topo	-2096,72		Não necessário	2188,50	-
My, base	-21,75	1,19	-24,59	-23,19	5,69
My, topo	-11,21		-12,67	-10,98	13,36

Fonte: Autoria Própria

Tabela 58 - PILAR P5 - Combinação 1- C25

P5 - C25	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-11,13	1,09	Não necessário	-11,20	-
Mx, topo	-1,70		Não necessário	-1,37	-
My, base	-533,83	1,19	-603,49	-567,98	5,88
My, topo	-95,81		-108,31	-110,99	2,47

Fonte: Autoria Própria

Tabela 59 - PILAR P5 - Combinação 2- C25

P5 - C25	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3,53	1,09	Não necessário	-3,45	-
Mx, topo	-7,30		Não necessário	-6,93	-
My, base	-322,6	1,19	-364,70	-348,67	4,40
My, topo	-58,44		-66,07	-66,89	1,25

Fonte: Autoria Própria

Tabela 60 - PILAR P17 - Combinação 1 – C30

P17 - C30	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M(kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-5384,57	1,08	Não necessário	-5526,09	-
Mx, topo	-3493,03		Não necessário	-3613,43	-
My, base	-43,26	1,16	-47,67	-45,54	4,47
My, topo	-4,60		-5,07	-4,31	14,98

Fonte: Autoria Própria

Tabela 61 - PILAR P17 - Combinação 2- C30

P17 - C30	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3228,77	1,08	Não necessário	-3325,26	-
Mx, topo	-2096,72		Não necessário	-2178,94	-
My, base	-21,75	1,16	-23,97	-23,03	3,92
My, topo	-11,21		-12,35	-11,00	10,96

Fonte: Autoria Própria

Tabela 62 - PILAR P5 - Combinação 1 – C30

P5 - C30	M (kN.m) (1º ordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-11,13	1,08	Não necessário	-11,19	-
Mx, topo	-1,70		Não necessário	-1,40	-
My, base	-533,83	1,16	-588,28	-564,29	4,08
My, topo	-95,81		-105,58	-109,33	3,55

Fonte: Autoria Própria

Tabela 63 - PILAR P5 - Combinação 2 - C30

P5 - C30	M (kN.m) (1º ordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3,53	1,08	Não necessário	-3,46	-
Mx, topo	-7,30		Não necessário	-6,70	-
My, base	-322,6	1,16	-355,51	-345,83	2,72
My, topo	-58,44		-64,40	-68,62	6,55

Fonte: Autoria Própria

Tabela 64 - PILAR P17 - Combinação 1 - C40

P17 – C40	M (kN.m) (1º ordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-5384,57	1,07	Não necessário	-5526,09	-
Mx, topo	-3493,03		Não necessário	-3613,43	-
My, base	-43,26	1,13	-46,44	-45,54	1,94
My, topo	-4,60		-4,94	-4,31	12,72

Fonte: Autoria Própria

Tabela 65 - PILAR P17 - Combinação 2 - C40

P17 - C40	M (kN.m) (1º ordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3228,77	1,07	Não necessário	-3228,87	-
Mx, topo	-2096,72		Não necessário	-2096,72	-
My, base	-21,75	1,13	-23,35	-22,81	2,31
My, topo	-11,21		-12,03	-11,04	8,26

Fonte: Autoria Própria

Tabela 66 - PILAR P5 - Combinação 1 - C40

P5 - C40	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-11,13	1,08	Não necessário	-11,18	-
Mx, topo	-1,70		Não necessário	-1,45	-
My, base	-533,83	1,16	-588,28	-559,15	4,95
My, topo	-95,81		-105,58	-107,03	-1,37

Fonte: Autoria Própria

Tabela 67 - PILAR P5 - Combinação 2 - C40

P5 - C40	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3,53	1,08	Não necessário	-3,53	-
Mx, topo	-7,30		Não necessário	-7,30	-
My, base	-322,6	1,16	-355,51	-341,88	3,83
My, topo	-58,44		-64,40	-66,86	3,82

Fonte: Autoria Própria

Nota-se que conforme a estrutura vai ganhando rigidez com o aumento do fck do concreto empregado, os valores de γ_z vão diminuindo, a estrutura conseqüentemente vai se tornando menos deslocável. E os esforços dos pilares analisados vão ficando menores conforme o aumento da classe de concreto da estrutura. A majoração citada pela ABNT NBR 6118:2014 para essas análises não pode ser considerada um bom parâmetro de análise, pois a diferença entre os esforços majorados e os esforços dado pelo processo P-Delta passou dos 15%.

Tabela 68 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 1

P17 - ARRANJO 1	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-5182,22	1,08	Não necessário	-5309,09	-
Mx, topo	-3306,51		Não necessário	-3413,75	-
My, base	-42,22	1,17	-46,93	-44,13	5,96
My, topo	-3,11		-3,46	-2,71	21,60

Fonte: Autoria Própria

Tabela 69 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 1

P17 - ARRANJO 1	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3107,71	1,08	-3188,51	-3204,29	-
Mx, topo	-1985,19		-2036,80	-2066,97	-
My, base	-21,16	1,17	-23,52	-22,46	4,50
My, topo	-10,31		-11,46	-9,99	12,82

Fonte: Autoria Própria

Tabela 70 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 1

P5 - ARRANJO 1	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-11,13	1,08	Não necessário	-11,20	-
Mx, topo	-0,73		Não necessário	-0,41	-
My, base	-519,1	1,17	-576,98	-550,6	4,57
My, topo	-81,51		-90,60	-94,56	4,37

Fonte: Autoria Própria

Tabela 71 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 1

P5 - ARRANJO 1	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3,64	1,08	Não necessário	-3,58	-
Mx, topo	-6,49		Não necessário	-6,13	-
My, base	-314,13	1,17	-349,16	-338,05	3,18
My, topo	-49,92		-55,49	-59,77	7,72

Fonte: Autoria Própria

Para o arranjo 1, por ter vigas com concreto de uma classe superior do que os pilares, os valores de γ_z nas duas direções foram menores do que nas estrutura modeladas somente por concreto classe C25. Também foi necessário somente a majoração dos esforços na direção Y, a qual o γ_z foi maior que γ_z limite (1,1).

Tabela 72 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 2

P17 - ARRANJO 2	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-5178,31	1,07	-5263,75	-5305,16	0,79
Mx, topo	-3302,37		-3356,86	-3409,53	1,57
My, base	-40,69	1,13	-43,68	-42,28	3,21
My, topo	-0,79		-0,85	-0,25	70,52

Fonte: Autoria Própria

Tabela 73 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 2

P17 - ARRANJO 2	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3104,82	1,07	-3156,05	-3201,29	1,43
Mx, topo	-1962,12		-1994,49	-2063,76	3,47
My, base	-20,31	1,13	-21,80	-21,43	1,71
My, topo	-8,87		-9,52	-8,44	11,36

Fonte: Autoria Própria

Tabela 74 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 2

P5 - ARRANJO 2	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-11,13	1,07	Não necessário	-11,19	-
Mx, topo	-0,73		Não necessário	-0,42	-
My, base	-497,11	1,13	-533,65	-524,65	1,69
My, topo	-59,86		-64,26	-70,02	8,96

Fonte: Autoria Própria

Tabela 75 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 2

P5 - ARRANJO 2	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3,64	1,07	Não necessário	-3,57	-
Mx, topo	-6,50		Não necessário	-6,14	-
My, base	-301,29	1,13	-340,61	-322,2	5,40
My, topo	-37		-41,83	-44,67	6,79

Fonte: Autoria Própria

Para o arranjo 2 ainda por ter vigas com concreto de uma classe superior do que os pilares, os valores de γ_z nas duas direções foram menores do que nas estruturas modeladas somente por concreto classe C25, como também foram menores do que o γ_z obtido pelo arranjo 1. Também foi necessário somente a majoração dos esforços na direção Y, a qual o γ_z foi maior que γ_z limite (1,1). A Combinação 1 se mostrou mais crítica, por apresentar esforços em módulo superiores a Combinação 2.

Tabela 76 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 3

P17 - ARRANJO 3	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-5955,49	1,08	Não necessário	-6094,97	-
Mx, topo	-4020,86		Não necessário	-4141,23	-
My, base	-46,64	1,16	-51,40	-48,1	6,42
My, topo	-8,75		-9,64	-8,82	8,53

Fonte: Autoria Própria

Tabela 77 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 3

P17 - ARRANJO 3	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3571,3	1,08	Não necessário	-3677,45	-
Mx, topo	-2413,32		Não necessário	-2505,06	-
My, base	-23,48	1,16	-25,65	-24,84	3,17
My, topo	-13,1		-14,44	-13,74	4,82

Fonte: Autoria Própria

Tabela 78 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 3

P5 - ARRANJO 3	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-11,17	1,08	Não necessário	-11,23	-
Mx, topo	-4,31		Não necessário	-4,06	-
My, base	-574,5	1,16	-633,10	-606,62	4,18
My, topo	-136,37		-150,28	-152,68	1,60

Fonte: Autoria Própria

Tabela 79 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 3

P5 - ARRANJO 3	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3,27	1,08	Não necessário	-3,20	-
Mx, topo	-9,43		Não necessário	-9,14	-
My, base	-346,4	1,16	-391,61	-370,65	5,35
My, topo	-82,64		-93,42	-94,87	1,55

Fonte: Autoria Própria

Para o arranjo 3, por ter vigas com concreto de classe inferior aos pilares vigas, os valores de γ_z nas duas direções foram maiores do que nas estrutura modeladas somente por concreto classe C40, como também foram menores do que o γ_z obtido pelo arranjo 1. Também foi necessário somente a majoração dos esforços na direção Y, a qual o γ_z foi maior que γ_z limite (1,1). A Combinação 1 se mostrou mais crítica, por apresentar esforços em módulo superiores a Combinação 2.

Tabela 80 - PILAR P17 - Combinação 1 - ARRANJO 4

P17 - ARRANJO 4	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-5732,25	1,07	Não necessário	-5858,09	-
Mx, topo	-3814,03		Não necessário	-3922,06	-
My, base	-45,14	1,15	-49,32	-46,85	5,00
My, topo	-7,14		-7,80	-7,09	9,11

Fonte: Autoria Própria

Tabela 81 - PILAR P17 - Combinação 2 - ARRANJO 4

P17 - ARRANJO 4	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3437,36	1,07	Não necessário	-3533,05	1,12
Mx, topo	-2289,26		Não necessário	-2371,53	1,91
My, base	-22,84	1,15	-26,30	-24,07	8,47
My, topo	-12,74		-13,86	-12,69	8,47

Fonte: Autoria Própria

Tabela 82 - PILAR P5 - Combinação 1 - ARRANJO 4

P5 - ARRANJO 4	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-11,14	1,08	Não necessário	-11,05	-
Mx, topo	-3,31		Não necessário	-3,05	-
My, base	-559,16	1,15	-610,88	-588,68	3,63
My, topo	-120,95		-132,14	-135,21	2,32

Fonte: Autoria Própria

Tabela 83 - PILAR P5 - Combinação 2 - ARRANJO 4

P5 - ARRANJO 4	M (kN.m) (1ºordem)	γ_z	Mx, My; majorado (kN.m)	P-Delta M (kN.m)	Diferença (%)
Mx, base	-3,36	1,08	Não necessário	-3,30	-
Mx, topo	-8,62		Não necessário	-8,33	-
My, base	-337,44	1,15	-381,48	-359,73	5,70
My, topo	-73,4		-82,98	-84,09	1,34

Fonte: Autoria Própria

Para o arranjo 4, por ainda ter vigas com concreto de classe inferior aos pilares vigas, os valores de γ_z nas duas direções foram maiores do que nas estruturas modeladas somente por concreto classe C40, como também foram menores do que o γ_z obtido pelo arranjo 1. Também foi necessário somente a majoração dos esforços na direção Y, a qual o γ_z foi maior que γ_z limite (1,1). A Combinação 1 se mostrou mais crítica, por apresentar esforços em módulo superiores a Combinação 2.

Cabe destacar que além da verificação da estabilidade global da estrutura, pelo coeficiente γ_z ou pelo processo P-Delta, os resultados dos deslocamentos horizontais calculados devem ser analisados e comparados. No caso, pode se comparar os deslocamentos horizontais de uma análise linear e com os deslocamentos de uma análise não linear (P-Delta). Foi colhido das modelagens os deslocamentos do pavimento cobertura da combinação 1, a qual se mostrou mais crítica ao longo do trabalho.

Tabela 84 - Análise dos deslocamentos horizontais – Direção X

Estrutura analisada	Deslocamento Horizontal do topo -Direção X (1ºordem)	Deslocamento Horizontal do topo -Direção X (2ºordem)	DIFERENÇA (%)
C25	0,10181	0,10539	3,39
C30	0,09161	0,09450	3,05
C40	0,07714	0,07917	2,57
ARRANJO 1	0,09576	0,09890	3,18
ARRANJO 2	0,09487	0,09798	3,18
ARRANJO 3	0,09102	0,09384	3,01
ARRANJO 4	0,08546	0,08795	2,83

Fonte: Autoria Própria

Tabela 85 - Análise dos deslocamentos horizontais – Direção Y

Estrutura analisada	Deslocamento Horizontal do topo - Direção y (linear)	Deslocamento Horizontal do topo -Direção X (não linear)	DIFERENÇA (%)
C25	0,07252	0,07784	6,83
C30	0,06525	0,06953	6,16
C40	0,05494	0,05794	5,18
ARRANJO 1	0,06833	0,07304	6,45
ARRANJO 2	0,06223	0,06611	5,87
ARRANJO 3	0,06442	0,06858	6,07
ARRANJO 4	0,06073	0,06441	5,71

Fonte: Autoria Própria

Foi colhido das modelagens os deslocamentos do pavimento cobertura (H=41,5m) da combinação 1, a qual se mostrou mais crítica ao longo do trabalho. Também é notado que na direção x, a qual a estrutura é mais rígida, os valores de deslocamentos da análise não linear ficaram mais próximos do que na direção Y, com diferenças em torno de 3%, enquanto diferenças entre as das análises para a direção Y, se aproximada de 6%, provando mais uma vez que a direção do eixo das abcissas, é mais deslocável.

7. CONCLUSÃO

Através deste trabalho foi possível aprimorar os conhecimentos de análise estrutural, incorporando esforços de segunda ordem no cálculo estrutural. Possibilitando a conclusão que tais esforços podem ou não representar um acréscimo significativo nos momentos dos pilares do primeiro pavimento, conforme foi analisado.

No trabalho, foi utilizado dois parâmetros que ABNT NBR 6118:2014, o parâmetro α e o coeficiente γ_Z , para questão de análise da rigidez da edificação. Comparando os valores obtidos da majoração de γ_Z com os valores de P-Delta, concluiu-se que a diferença entre tais parâmetros decai conforme o aumento de rigidez (aumento da classe de concreto dos elementos estruturais). Como também pode-se afirmar que tal majoração não é confiável, não traduz o real comportamento da estrutura, pois para algumas combinações a diferença entre a majoração das análises lineares com as análises não lineares ultrapassou os 20 %.

Ao analisar os deslocamentos do topo da edificação, os resultados reafirmam assim como o parâmetro α , a direção a qual a estrutura é mais rígida: a direção X. Pois apresenta melhores aproximação entre as análises lineares com as análises não lineares. Por fim, sugerimos para a continuidade deste estudo os seguintes trabalhos futuros: no caso de utilização do mesmo projeto estrutural, modelar no 3D e analisar mais pilares do primeiro pavimento, como também avaliar os pilares superiores, e variar a inércia dos mesmos longo da altura.

Portanto, conclui-se que sendo necessário o cálculo dos efeitos de segunda ordem deve-se principalmente para estruturas altas, realizar uma análise não linear adequando corretamente a estrutura, já que uma simples majoração pode não corresponder a realidade dos esforços.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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

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

BAREIRO; Walter Gabriel. **Estudo e Modelagem de Estruturas Treliçadas Utilizadas em Galpões Industriais Considerando Imperfeições Iniciais e Efeitos de Segunda Ordem**. 178p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2015.

CAMPOÓ, Leandro B.; CORRÊA, Marcio RS; RAMALHO, Marcio A. **Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural**. Minerva, v. 2, n. 2, p. 173-184, 2005.

CONTER, L.J.; DEMETERKO, R.H.; IMAI, A.P. **Análise dos Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edifícios de Concreto Armado**. 2011.

FREITAS, Felipe Coelho; LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi; FERREIRA, Walnório Graça. **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal, v. 9, n. 2, 2016.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos – teoria e aplicações**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

KRIPKA, M. **Análise incremental construtiva de edificações**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1990.

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

PINTO, R. 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.

PIZA, Isabella F. (2017). **Roteiro de modelagem estrutural utilizando a tecnologia BIM, desde a modelagem no Revit até a análise estrutural no Robot**. Campo Mourão, 2017. 86 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná

ROBOT, Analysis Structural, Autodesk. **User's Guide**. 2016. Disponível em: <<http://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2016/ITA/?guid=GUID-0A7A7AE2-8136-4869-95D8-C3EF6775F3B5> . Acessado em 15 nov. 2017

SCADELAI, Murilo A.; PINHEIRO, Libânio M. **ESTRUTURAS DE CONCRETO – CAPÍTULO 16**. 2003

VASCONCELOS, A. C. (2003). **O engenheiro de estruturas se beneficia com o Computador**. In: Jornal TQS News, n.18, São Paulo, 2003