

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO CIVIL

ANA PAULA IMAI
LEONARDO JAKOBI CONTER
RICARDO HENRIQUE DEMETERKO

**ANÁLISE DE EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS DE
EDIFÍCIOS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA
2011

ANA PAULA IMAI
LEONARDO JAKOBI CONTER
RICARDO HENRIQUE DEMETERKO

ANÁLISE DE EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Projeto Final 2, do Curso de Engenharia de Produção Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil, da Universidade Federal Tecnológica do Paraná, Campus Curitiba, como requisito parcial para obtenção de título de Engenheiro.

Orientadora: Prof^a Dr^a Renata Sá Brito Stramandinoli

CURITIBA
2011

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANÁLISE DE EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

Por

ANA PAULA IMAI
LEONARDO JAKOBI CONTER
RICARDO DEMETERKO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Produção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, do Campus Curitiba, defendido e aprovado em 30 de novembro de 2011, pela seguinte banca de avaliação:

Profa. Orientadora – Renata Sá Brito Stramandinoli, Dra.
UTFPR

Prof. João Elias Abdalla Filho, Dr.
UTFPR

Prof. André Jacomel Torii, MSc.
UTFPR

RESUMO

CONTER, L.J.; DEMETERKO, R.H.; IMAI, A.P. Análise dos Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edifícios de Concreto Armado. 2011. 111f. Trabalho de Conclusão de Curso. (Curso de Engenharia de Produção Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2011.

Esta pesquisa apresenta análises de modelos estruturais em concreto armado com as considerações dos efeitos de segunda ordem. Analisa a amplitude dos efeitos considerando a esbeltez da estrutura, as não linearidades física e geométrica e a intensidade das cargas aplicadas sobre a mesma. Também relaciona e compara as solicitações obtidas através do processo iterativo P-Delta com a aproximação sugerida pela NBR 6118:2003, o coeficiente Gama-Z.

Palavras-Chave: Efeitos de Segunda Ordem. Estruturas de Concreto. P-Delta. Gama-Z. Não Linearidade do Concreto. Concreto Armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Comparação entre o diagrama $F \times \delta$ linear e o não-linear	4
Figura 2: Diagrama momento curvatura	5
Figura 3: Reações no pilar indeformado	6
Figura 4: Reações no pilar deformado	7
Figura 5: Processo iterativo P-Δ	13
Figura 6: Diagrama momento-curvatura para o concreto armado	14
Figura 7: Pilar	17
Figura 8: Deslocamento Horizontal 1ª Ordem	19
Figura 9: Deslocamento Horizontal após 1 Iteração	20
Figura 10: Deslocamento Horizontal após 2 Iterações	21
Figura 11: Deslocamento Horizontal após 3 Iterações	22
Figura 12: Deslocamento Horizontal após 4 Iterações	23
Figura 13: Caso de carregamento 1	24
Figura 14: Caso de Carregamento 2	26
Figura 15: Caso de Carregamento 3	28
Figura 16: Planta Baixa do pórtico tridimensional	30
Figura 17: Pórtico Tridimensional	30
Figura 18: Planta Baixa do Edifício 1	32
Figura 19 - Edifício 1	33
Figura 20 - Eixos do edifício 1	34
Figura 21: Planta Baixa do Edifício 2	35
Figura 22 - Edifício 2	36
Figura 23: Visualização 3D do Edifício 3	38
Figura 24: Visualização 3D do Edifício 4	39
Figura 25 - Eixos do edifício 2 com a carga horizontal aplicada	48

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dados do pórtico tridimensional.....	29
Tabela 2: Cargas atuantes sobre o pórtico tridimensional.....	31
Tabela 3: Momentos atuantes no pórtico tridimensional	31
Tabela 4: Dados do Edifício 1.....	34
Tabela 5: Dados do Edifício 2.....	37
Tabela 6: Dados do Edifício 4.....	40
Tabela 7: Combinações de Carregamentos nas Estruturas.....	41
Tabela 8: Combinações de Carregamentos nas Estruturas.....	41
Tabela 9: Cálculo do γ_z	42
Tabela 10: Momentos nos Nós do 1º Pavimento	43
Tabela 11: Diferença dos Momentos nos Nós do 1º Pavimento	44
Tabela 12: Momentos nos Nós do 7º Pavimento	45
Tabela 13: Diferença dos Momentos nos Nós do 7º Pavimento	46
Tabela 14: Cálculo do γ_z	48
Tabela 15 - Momentos nos nós do 1 pavimento	49
Tabela 16 – Diferença Percentual dos Momentos nos nós do 1 pavimento	49
Tabela 17 - Momentos nos nós do 10º pavimento.....	50
Tabela 18 – Diferença Percentual dos Momentos nos nós do 10º pavimento ...	51
Tabela 19: Cálculo do γ_z	53
Tabela 20: Momentos nos Nós do 1º Pavimento	54
Tabela 21: Diferença Percentual dos Momentos nos Nós do 1º Pavimento	54
Tabela 22: Momentos nos Nós do 10º Pavimento	56
Tabela 23: Diferença Percentual dos Momentos nos Nós do 10º Pavimento ...	56
Tabela 24: Cálculo do γ_z	58
Tabela 25 - Momentos nos nós do pilar 1A.....	59
Tabela 26 - Momentos nos nós do pilar 6A.....	60
Tabela 27: Momentos nos Nós do 2º Pavimento	66
Tabela 28: Momentos nos Nós do 3º Pavimento	67
Tabela 29: Momentos nos Nós do 4º Pavimento	68
Tabela 30: Momentos nos Nós do 5º Pavimento	69
Tabela 31: Momentos nos Nós do 6º Pavimento	70
Tabela 32 - Momentos nos nós do 2º pavimento.....	71

Tabela 33 - Momentos nos nós do 3º pavimento	72
Tabela 34 - Momentos nos nós do 4º pavimento	73
Tabela 35 - Momentos nos nós do 5º pavimento	74
Tabela 36 - Momentos nos nós do 6º pavimento	75
Tabela 37 - Momentos nos nós do 7º pavimento	76
Tabela 38 - Momentos nos nós do 8º pavimento	77
Tabela 39 - Momentos nos nós do 9º pavimento	78
Tabela 40: Momentos nos Nós do 2º Pavimento	79
Tabela 41: Momentos nos Nós do 3º Pavimento	80
Tabela 42: Momentos nos Nós do 4º Pavimento	81
Tabela 43: Momentos nos Nós do 5º Pavimento	82
Tabela 44: Momentos nos Nós do 6º Pavimento	83
Tabela 45: Momentos nos Nós do 7º Pavimento	84
Tabela 46: Momentos nos Nós do 8º Pavimento	85
Tabela 47: Momentos nos Nós do 9º Pavimento	86
Tabela 48 - Momentos nos nós do pilar 1B	87
Tabela 49 - Momentos nos nós do pilar 2B	88
Tabela 50 - Momentos nos nós do pilar 2A	89
Tabela 51 - Momentos nos nós do pilar 3C	90
Tabela 52 - Momentos nos nós do pilar 3A	91
Tabela 53 - Momentos nos nós do pilar 4C	92
Tabela 54 - Momentos nos nós do pilar 4A	93
Tabela 55 - Momentos nos nós do pilar 5B	94
Tabela 56 - Momentos nos nós do pilar 5A	95
Tabela 57 - Momentos nos nós do pilar 6B	96

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Momento na Base do 1º Pavimento	44
Gráfico 2: Momento no Topo do 1º Pavimento.....	45
Gráfico 3: Momento na Base do 7º Pavimento	46
Gráfico 4: Momento no Topo do 7º Pavimento.....	47
Gráfico 5 - Momentos na base do 1º pavimento	50
Gráfico 6 - Momentos no topo do 1º pavimento	50
Gráfico 7 - Momentos na base do 10º pavimento	51
Gráfico 8 - Momentos no topo do 10º pavimento	51
Gráfico 9: Momentos na base do 1º Pavimento	55
Gráfico 10: Momentos no topo do 1º Pavimento	55
Gráfico 11: Momentos na base do 10º Pavimento.....	56
Gráfico 12: Momentos no topo do 10º Pavimento	57
Gráfico 13 - Momentos na base do pilar 1ª	59
Gráfico 14 - Momentos no topo do pilar 1ª	60
Gráfico 15 - Momentos na base do pilar 6A.....	61
Gráfico 16 - Momentos no topo do pilar 6ª	61
Gráfico 17: Momento na Base do 2º Pavimento	66
Gráfico 18: Momento no Topo do 2º Pavimento.....	66
Gráfico 19: Momento na Base do 3º Pavimento	67
Gráfico 20: Momento no Topo do 3º Pavimento.....	67
Gráfico 21: Momento na Base do 5º Pavimento	68
Gráfico 22: Momento no Topo do 4º Pavimento.....	68
Gráfico 23: Momento na Base do 5º Pavimento	69
Gráfico 24: Momento no Topo do 5º Pavimento.....	69
Gráfico 25: Momento na Base do 6º Pavimento	70
Gráfico 26: Momento no Topo do 6º Pavimento.....	70
Gráfico 27 - Momentos na base do 2º pavimento.....	71
Gráfico 28 - Momentos no topo do 2º pavimento	71
Gráfico 29 - Momentos na base do 3º pavimento.....	72
Gráfico 30 - Momentos no topo do 3º pavimento	72
Gráfico 31 - Momentos na base do 4º pavimento.....	73

Gráfico 32 - Momentos no topo do 4º pavimento	73
Gráfico 33 - Momentos na base do 5º pavimento	74
Gráfico 34 - Momentos no topo do 5º pavimento	74
Gráfico 35 - Momentos na base do 6º pavimento	75
Gráfico 36 - Momentos no topo do 6º pavimento	75
Gráfico 37 - Momentos na base do 7º pavimento	76
Gráfico 38 - Momentos no topo do 7º pavimento	76
Gráfico 39 - Momentos na base do 8º pavimento	77
Gráfico 40 - Momentos no topo do 8º pavimento	77
Gráfico 41 - Momentos na base do 9º pavimento	78
Gráfico 42 - Momentos no topo do 9º pavimento	78
Gráfico 43: Momentos na base do 2º Pavimento	79
Gráfico 44: Momentos no topo do 2º Pavimento	79
Gráfico 45: Momentos na base do 3º Pavimento	80
Gráfico 46: Momentos no topo do 3º Pavimento	80
Gráfico 47: Momentos na base do 4º Pavimento	81
Gráfico 48: Momentos no topo do 4º Pavimento	81
Gráfico 49: Momentos na base do 5º Pavimento	82
Gráfico 50: Momentos no topo do 5º Pavimento	82
Gráfico 51: Momentos na base do 6º Pavimento	83
Gráfico 52: Momentos no topo do 6º Pavimento	83
Gráfico 53: Momentos na base do 7º Pavimento	84
Gráfico 54: Momentos no topo do 7º Pavimento	84
Gráfico 55: Momentos na base do 8º Pavimento	85
Gráfico 56: Momentos no topo do 8º Pavimento	85
Gráfico 57: Momentos na base do 9º Pavimento	86
Gráfico 58: Momentos no topo do 9º Pavimento	86
Gráfico 59 - Momentos na base do pilar 1B	87
Gráfico 60 - Momentos no topo do pilar 1B	87
Gráfico 61 - Momentos na base do pilar 2B	88
Gráfico 62 - Momentos no topo do pilar 2B	88
Gráfico 63 - Momentos na base do pilar 2ª	89
Gráfico 64 - Momentos no topo do pilar 2A	89
Gráfico 65 - Momentos na base do pilar 3C	90

Gráfico 66 - Momentos no topo do pilar 3C	90
Gráfico 67 - Momentos na base do pilar 3ª	91
Gráfico 68 - Momentos no topo do pilar 3A	91
Gráfico 69 - Momentos na base do pilar 4C	92
Gráfico 70 - Momentos no topo do pilar 4C	92
Gráfico 71 - Momentos na base do pilar 4ª	93
Gráfico 72 - Momentos no topo do pilar 4A	93
Gráfico 73 - Momentos na base do pilar 5B	94
Gráfico 74 - Momentos no topo do pilar 5B	94
Gráfico 75 - Momentos na base do pilar 5ª	95
Gráfico 76 - Momentos no topo do pilar 5A	95
Gráfico 77 - Momentos na base do pilar 6B	96
Gráfico 78 - Momentos no topo do pilar 6B	96

LISTA DE SÍMBOLOS

M	Momento
EI	Rigidez
$1/r$	Curvatura da seção
F	Força
δ	Deslocamento
N	Força normal
F_V	Força vertical
F_H	Força horizontal
R_H	Reação horizontal
R_V	Reação vertical
u	Deslocamento
l_e	Comprimento equivalente
l_0	Comprimento entre as faces internas dos elementos estruturais
h	Altura da seção transversal do pilar
l	Distância entre os eixos dos elementos estruturais
α	Parâmetro de instabilidade
γ_z	Coeficiente de majoração dos esforços globais finais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem
N_K	Somatória das cargas verticais atuantes na estrutura
$E_{CS} I_C$	Somatória dos valores de rigidez dos pilares na direção considerada
λ	Índice de esbeltez
$M_{d,tot}$	Momento total de cálculo
$(EI)_{sec}$	Rigidez secante
E_{CI}	Rigidez da seção bruta de concreto
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
A_S'	Área de aço da armadura negativa
A_S	Área de aço da armadura positiva
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo
N_{Rd}	Força normal resistente de cálculo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. Objetivo Geral	2
1.2.2. Objetivo Específico.....	2
1.3. METODOLOGIA.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. ANÁLISE ESTRUTURAL	3
2.2. ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	4
2.2.1. NÃO-LINEARIDADE DAS ESTRUTURAS.....	4
2.2.2. Não-Linearidade Física	4
2.2.3. Não-Linearidade Geométrica	6
2.3. EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	7
2.3.1. Efeitos Locais de 2ª Ordem.....	8
2.3.2. Efeitos Localizados de 2ª Ordem	8
2.3.3. Efeitos Globais de 2ª Ordem.....	8
2.3.4. Estruturas de Nós-Fixos e Nós-Móveis.....	8
2.3.4.1. Análise de estruturas de nós fixos	9
2.3.4.2. Análise de estruturas de nós móveis	10
2.3.5. Parâmetros da NBR 6118:2003	10
2.3.5.1. Parâmetro α	10
2.3.5.2. Parâmetro γ_z	11
2.3.6. Método P- Δ	12
2.4. CRITÉRIOS DA NBR 6118:2003 PARA NLF	13
2.5. INSTABILIDADE.....	15
2.6. AÇÕES NAS ESTRUTURAS	16

3. MODELO P-DELTA E γ_z	17
3.1. CÁLCULO DO P- Δ	17
3.1.1. Cálculo do módulo de Elasticidade	17
3.1.2. Inércia da Seção	17
3.1.3. Descolamento horizontal devido à força horizontal F_x	18
3.1.4. Momento da Base do Pilar	19
3.1.5. Primeira força horizontal fictícia	19
3.1.6. Deslocamento horizontal devido à primeira força horizontal fictícia.....	20
3.1.7. Novo momento na base do pilar	20
3.1.8. Segunda força horizontal fictícia	20
3.1.9. Deslocamento horizontal devido à nova força horizontal fictícia.....	21
3.1.10. Novo Momento na Base do Pilar	21
3.1.11. Terceira força horizontal fictícia	21
3.1.12. Deslocamento horizontal devido à nova força horizontal fictícia.....	22
3.1.12. Novo Momento na Base do Pilar	22
3.1.13. Quarta força horizontal fictícia	22
3.1.14. Deslocamento horizontal devido à nova força horizontal fictícia.....	23
3.1.15. Novo Momento na Base do Pilar	23
3.2. CÁLCULO DO γ_z	24
3.2.1. Caso 1	24
3.2.2. Caso 2.....	26
3.2.3. Caso 3.....	28
3.2.4. Caso 4.....	29
4. ESTUDOS DE CASO	32
4.1. EDIFÍCIOS.....	32
4.1.1. Edifício 1	32
4.1.2. Edifício 2	35

4.1.3. Edifício 3	38
4.1.4. Edifício 4.....	39
4.2. CARREGAMENTOS	40
5. ANÁLISE DOS EDIFÍCIOS	42
5.1. EDIFÍCIO 1.....	42
5.1.1. Coeficiente γ_z	42
5.1.2. Resultados obtidos.....	43
5.1.3. Análise de Resultados.....	47
5.2. EDIFÍCIO 2.....	47
5.2.1. Coeficiente γ_z	48
5.2.2. Resultados Obtidos.....	49
5.2.3. Análise de Resultados.....	52
5.3. EDIFÍCIO 3.....	53
5.3.2. Resultados obtidos.....	54
5.3.3. Análise dos Resultados.....	57
5.4. EDIFÍCIO 4.....	57
5.4.1. Coeficiente γ_z	58
5.4.2. Resultados obtidos.....	58
5.4.3. Análise dos Resultados.....	61
6. CONCLUSÕES	63
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64
APÊNDICE	66

1. INTRODUÇÃO

O avanço na tecnologia de materiais proporcionou a capacidade de se projetar estruturas cada vez mais esbeltas. Esta condição, no entanto, trouxe a necessidade de verificar os efeitos de segunda ordem provenientes desta condição de esbeltez.

Efeitos de segunda ordem são momentos adicionais à estrutura gerados pela aplicação da carga na mesma e um deslocamento dos pontos de aplicação das forças originado pela deformação da estrutura ou de determinados elementos estruturais. Sendo as principais ações que geram tais efeitos são as cargas horizontais, sendo a principal, a ação do vento, e as cargas excêntricas aos pilares, devido aos métodos construtivos ou a relação entre os elementos estruturais.

Ao se desenvolver um projeto estrutural de um edifício, usualmente é realizada uma análise linear elástica de primeira-ordem para determinar as reações e os esforços resultantes dos carregamentos atuantes na estrutura. Tal análise não considera qualquer efeito adicional na estrutura devido a um possível deslocamento horizontal desta estrutura.

1.1. JUSTIFICATIVA

Estruturas rígidas possuem baixa sensibilidade aos efeitos do deslocamento horizontal. Porém, devido ao constante aumento do número de pavimentos nos edifícios de concreto armado executadas no Brasil, deve-se considerar o aumento da esbeltez destes sistemas e, conseqüentemente, projetar tais estruturas considerando os efeitos de segunda ordem.

Ao desprezar-se tais efeitos os esforços da estrutura obtidos não corresponderão à realidade, ocasionando a deformação excessiva, instabilidade, ruptura de elementos da estrutura e em certos casos a ruína da estrutura.

Além disso, com o avanço tecnológico e desenvolvimento de softwares sofisticados o cálculo dos efeitos de segunda ordem tornam-se viáveis através uma modelagem mais refinada da estrutura.

Este trabalho justifica-se pelo fato da crescente necessidade em considerar a não linearidade da estrutura, uma vez que o aumento da demanda por economia de materiais (redução das seções dos elementos estruturais) e espaço físico (menor

área de terreno e maior altura) leva à execução de edifícios cada vez mais esbeltos e, por conseqüência, suscetíveis aos efeitos de segunda ordem.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo deste estudo é analisar os efeitos de 2ª ordem global em estruturas de edifícios em concreto armado.

1.2.2. Objetivo Específico

Será exposta uma comparação entre os resultados obtidos pelo método P-Delta e a aproximação sugerida pela NBR 6118:2003, o γ_z , de modo a expor a precisão deste segundo método.

1.3. METODOLOGIA

O procedimento metodológico deste trabalho consiste na verificação dos efeitos de segunda ordem obtidos através da simulação numérica das estruturas pelo software SAP2000.

Primeiramente, utilizou-se de modelos estruturais simplificados para exemplificar tanto uso do parâmetro γ_z , que traz uma relação dos esforços de 1ª ordem com os esforços de 2ª ordem, como o método P-Delta, que considera os esforços de segunda ordem.

Por último escolheram-se quatro modelos estruturais, submetidos a diferentes esforços, e realizaram-se duas análises: uma elástica linear e outra através do método iterativo P-Delta. Após esta etapa fez-se um comparativo entre os resultados e, quando possível, comparou-se também com a majoração dos momentos de primeira ordem por $0,95 \cdot \gamma_z$ proposta pela NBR 6118.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. ANÁLISE ESTRUTURAL

Estrutura é um conjunto formado por elementos, cuja função é de resistir e transmitir esforços ao solo através da fundação. Portanto o seu dimensionamento objetiva o suporte das forças externas e internas inerentes a sua utilização e aspectos físicos e geológicos da localização desta estrutura.

A Análise Estrutural na engenharia civil, de acordo com a NBR 6118, deve garantir a resistência, a estabilidade, a durabilidade e a segurança de uso do objeto em análise, submetida as combinações das ações de cálculo mais desfavoráveis.

A formulação clássica das estruturas, segundo PAULA (2001), considera uma resposta elástica linear aos esforços, ou seja, considera os deslocamentos proporcionais as cargas aplicadas.

Estudos mais aprofundados utilizam modelos de análise que consideram a não-linearidade da estrutura. A não-linearidade física (NLF) ocorre quando há mudanças do estado inicial de análise do material, como fissuras no concreto, ou escoamento do aço da armadura. A não linearidade-geométrica é originada a partir dos deslocamentos decorrentes dos esforços os quais estão solicitadas as estruturas.

A não-linearidade geométrica (NLG) é responsável por um acréscimo nos esforços aos quais estão submetidas as estruturas devido á uma sucessão de solicitações e deslocamentos (o deslocamento causado por uma força horizontal desloca o ponto de aplicação da carga vertical, gerando um esforço antes não existente que acarreta a um deslocamento adicional e assim sucessivamente. Estas reações de causa e efeito em uma estrutura são denominadas Efeitos de Segunda Ordem.

Novos deslocamentos da estrutura geram momentos adicionais, criando um efeito iterativo de aumento de esforço e deslocamento, de acordo com SANTURIAN (2008), sendo necessária a análise de convergência para se determinar se a estrutura irá se encontrar em um estado estável, ou não.

2.2. ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O concreto armado é o principal tipo de estrutura utilizado-a nos edifícios brasileiros e considerando a tendência de construir edifícios cada vez mais altos e esbeltos, existe uma maior necessidade de uma análise não-linear.

2.2.1. NÃO-LINEARIDADE DAS ESTRUTURAS

A não-linearidade pode ser traduzida como a resposta não proporcional a aplicação de carregamentos, ou seja, a estrutura não responderá linearmente as solicitações.

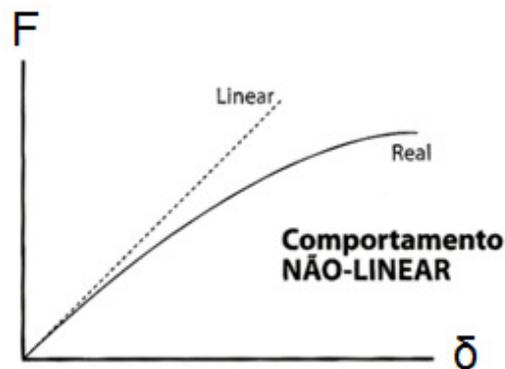


Figura 1: Comparação entre o diagrama $F \times \delta$ linear e o não-linear
Fonte: Kimura (2007)

A causa desse comportamento não-linear é devido basicamente a dois fatores: a não-linearidade física e a não-linearidade geométrica.

2.2.2. Não-Linearidade Física

Conforme Kimura (2007) a não-linearidade física (NLF) ocorre devido à alteração das propriedades dos materiais conforme o incremento do carregamento aplicado à estrutura. Esse é o comportamento característico do concreto armado cuja resposta à adição de carregamentos em estruturas de concreto armado se dá de forma desproporcional.

Essa característica da estrutura de concreto armado ocorre devido a sua composição heterogênea, a existência de aço e concreto, e, principalmente, devido

a sua baixa resistência à esforços de tração que leva a fissuração dos elementos estruturais submetidos à momentos fletores.

Para consideração da não-linearidade física em estruturas de concreto armado pode-se realizar diferentes tipos de análises dentre as quais cabe citar: método da rigidez equivalente e diagramas momento.

O método da rigidez equivalente é a redução da rigidez dos elementos estruturais de modo que seja possível obter-se, de forma aproximada, uma relação linear entre deformação e tensão da estrutura com a nova rigidez. Esse método é uma forma prática e aproximada de considerar a não-linearidade física, porém exige estudo e pesquisas fundamentadas.

Já os diagramas de momento-curvatura fornecem valores de rigidez mais precisos e, portanto, abordam a não-linearidade física de forma mais aprimorada. Esse processo associa a curvatura (variação do ângulo ao longo de um segmento) da seção de uma peça de concreto armado ao momento a ela aplicado. Essas duas grandezas se relacionam da seguinte forma:

$$M = (E.I). 1/r \quad (2.3)$$

Uma vez que $(1/r)$ é a curvatura da seção.

A curva momento-curvatura define a rigidez do elemento em análise, assim sendo, a relação entre momento e curvatura é análoga à relação entre tensão e deformação, ou seja, ambos diagramas definem a rigidez do elemento.

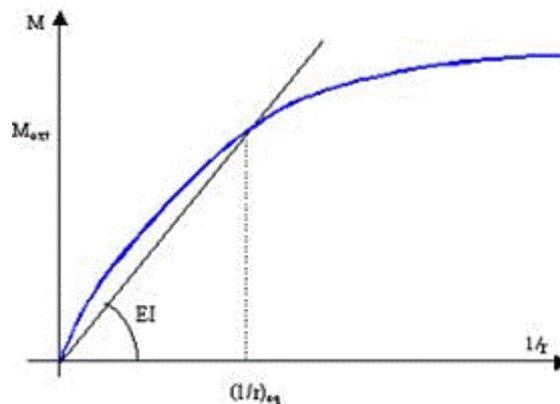


Figura 2: Diagrama momento curvatura

Em situações onde há também a atuação de uma força normal, o diagrama citado anteriormente passa a ser chamado de diagrama normal-momento-curvatura. O conceito do diagrama não muda: com a atuação de uma força normal o momento fletor solicitante modifica a curvatura da seção. (KIMURA, 2007).

2.2.3. Não-Linearidade Geométrica

Ainda segundo Kimura (2007) a não-linearidade geométrica (NLG) por sua vez ocorre quando há uma alteração significativa do ponto de aplicação de carga em um elemento estrutural. Tal alteração é uma consequência direta dos carregamentos aplicados em uma estrutura que a deformam, tornando a sua resposta diferente daquela no estado indeformado.

Essa resposta diferenciada é resultado do deslocamento do ponto de aplicação da carga gerando reações antes não existentes. Por exemplo, desconsiderando a NLG, 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 4.

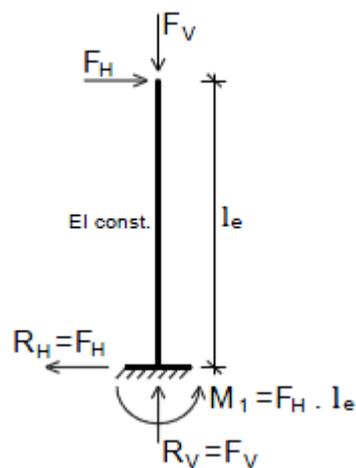


Figura 3: Reações no pilar indeformado
Fonte: Moncayo (2011)

Porém, ao considerarmos a deformação da estrutura, o ponto de aplicação da força vertical alterar-se-á e ela passará a contribuir com o momento, como se vê na figura 5.

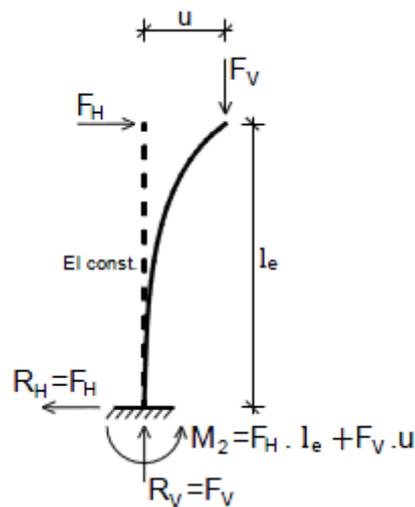


Figura 4: Reações no pilar deformado
Fonte: Moncayo (2011)

Esse efeito é usualmente chamado de efeito $P-\Delta$. A sua incorporação no cálculo da estrutura é, de maneira geral, dado através da substituição do incremento do momento devido ao deslocamento horizontal por um binário de forças equivalentes. Tal processo será abordado de maneira mais detalhada adiante.

Em alguns casos esses efeitos tornam-se desprezíveis quando comparado aos efeitos no estado indeformado. Mas como o equilíbrio da estrutura sempre ocorre no estado deformado, em estruturas mais suscetíveis a deformações, a sua análise é importante para o seu correto dimensionamento.

2.3. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Segundo a NBR 6118:2003, item 15.2, efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

No mesmo item, afirma-se que para determinação de tais efeitos, deve-se considerar a não-linearidade dos materiais. Contudo, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados no dimensionamento estrutural sempre que representar um acréscimo inferior a 10% (em relação aos esforços de 1ª ordem) da solicitação na estrutura.

2.3.1. Efeitos Locais de 2ª Ordem

Efeitos locais estão associados a uma parte isolada da estrutura. Por exemplo: um lance de pilar sob a atuação de momentos fletores no seu topo e na sua base se deforma. Com isso, são produzidos efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea de carga normal de compressão. (KIMURA, 2007)

2.3.2. Efeitos Localizados de 2ª Ordem

Os efeitos localizados, por sua vez, referem-se a uma região específica de um elemento na qual se concentram tensões. Exemplo: um pilar-parede sob a atuação de um momento fletor segundo sua direção mais rígida se deforma mais em uma de suas extremidades (região comprimida). O resultado é o desenvolvimento de efeitos de segunda ordem devido à presença de uma carga normal de compressão mais significativo nessa região. (KIMURA, 2007)

2.3.3. Efeitos Globais de 2ª Ordem

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

2.3.4. Estruturas de Nós-Fixos e Nós-Móveis.

De acordo com a NBR 6118:2003 as estruturas poderão ser classificadas como de nós fixos ou de nós móveis. Assim, as estruturas de nós fixos são aquelas onde os efeitos globais de 2ª ordem representam menos de 10% dos esforços de 1ª ordem correspondentes. Porém, nestas a análise de efeitos locais de 2ª ordem ainda mantém-se necessária.

Já as estruturas de nós móveis são aquelas cujos efeitos de segunda ordem globais são superiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem. Portanto, nesse caso, tanto os efeitos de 2ª ordem locais como globais deverão ser analisados.

Devem-se observar duas situações: em ambos os casos ocorrem deslocamentos horizontais, porém apenas nas estruturas de nós móveis tais efeitos tornam-se significativos e esses efeitos não dependem somente dos deslocamentos mas também da amplitude das forças verticais. Um exemplo é citado pela NBR 6118:2003.

Todavia, há estruturas em que os deslocamentos horizontais são grandes e que, não obstante, dispensam a consideração dos efeitos de 2ª ordem por serem pequenas as forças normais e, portanto, pequenos os acréscimos dos deslocamentos produzidos por elas; isso pode acontecer, por exemplo, em postes e em certos pilares de galpões industriais. (NBR 6118, 2003, p. 71)

2.3.4.1. Análise de estruturas de nós fixos

Nestas estruturas, calcula-se cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem. Posteriormente deve se realizar a análise dos efeitos locais de 2ª ordem como descrito no item 15.8 da NBR 6118:2003.

A NBR 6118 (2003, p. 73) observa ainda que uma estrutura ao ser considerada como sendo de nós fixos, os esforços de 2ª ordem serão dispensados, pois sob os efeitos de forças horizontais toda estrutura é considerada como deslocável.

Para a análise do elemento comprimido, considerado vinculado em ambas as extremidades, dever-se-á considerar um comprimento equivalente (l_e) sendo o menor dos valores seguinte:

$$- l_e = l_0 + h \quad (2.2)$$

$$- l_e = l \quad (2.3)$$

Onde, l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar; h é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo e l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

2.3.4.2. Análise de estruturas de nós móveis

Caso a estrutura possua o parâmetro de instabilidade α ou o coeficiente γ_z superiores aos limites de dispensa de análise dos efeitos globais de 2ª ordem, deve-se considerar a estrutura como composta de nós móveis. Portanto, é obrigatória a consideração dos efeitos tanto da não-linearidade física quanto da não-linearidade geométrica.

Conforme é citado no item 15.7.2 da NBR 6118 (2003, p. 73), caso $\gamma_z \leq 1,3$, pode-se adotar uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem. Esta aproximação consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$.

2.3.5. Parâmetros da NBR 6118:2003

Tanto o parâmetro α quanto o parâmetro γ_z são indicadores de avaliação de estabilidade global da estrutura, ou seja, uma medida da importância dos efeitos de segunda ordem em relação ao momento da 1ª ordem.

Assim sendo, o parâmetro α e o parâmetro γ_z tem como função fornecer para o projetista uma sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem.

2.3.5.1. Parâmetro α

De acordo com a NBR 6118:2003 o parâmetro de instabilidade α determina o tipo de análise da estrutura.

Assim, uma estrutura reticulada simétrica será considerada de nós fixos, se o valor de instabilidade α for menor do que o valor α_1 , de acordo com o estipulado em norma (NBR 6118:2003)

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad (2.4)$$

Onde:

$$\alpha \leq \alpha_1 \quad (2.5)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n, \text{ se } n \leq 3 \quad (2.6)$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se } n \geq 4 \quad (2.7)$$

Onde:

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

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

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

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

A NBR 6118:2003 também caracteriza o valor de I_C , este deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob ação do carregamento horizontal;

- Calcular a 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.

O Valor limite $\alpha_1 = 0,6$ para valores em que $n \geq 4$, é, geralmente, aplicado em edifícios. A NBR vigente também estabelece valores de $\alpha_1 = 0,7$ em casos de contraventamento formado exclusivamente por pilares-parede e $\alpha_1 = 0,5$ quando for somente pórticos formando a estrutura.

2.3.5.2. Parâmetro γ_z

O coeficiente γ_z deve ser utilizado somente para estruturas reticuladas de quatro andares ou mais, alternativamente pode ser determinado a partir dos resultados da análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento definido de acordo com a NBR 6118-2003.

Embora o parâmetro α seja mais conhecido e utilizado, pode ser considerado de formulação menos precisa do que o coeficiente γ_z . Porém, uma das

dificuldades na formulação deste, é a representação das estruturas em que a sua rigidez varia ao longo de sua altura.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)} \quad (2.8)$$

onde:

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

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos pela análise de 1ª ordem;

Ao observar a formulação do parâmetro γ_z , fica claro que este traz uma relação entre os momentos gerados pelos esforços de 1ª ordem com os gerados pelos de 2ª ordem, ou seja, o parâmetro proposto mostra a representatividade dos esforços de 2ª ordem na estrutura.

2.3.6. Método P-Δ

P-Delta é o nome que se dá ao efeito de não-linearidade geométrica que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais. Pode-se dizer que é um efeito de segunda-ordem que associa a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento horizontal (delta).

Em comparação com uma análise de primeira-ordem da estrutura, em que as soluções são obtidas de forma relativamente simples e direta, a análise através do P-Delta envolve procedimentos iterativos da estrutura para obter os esforços resultantes. Tal procedimento é necessário devido ao fato de que a geometria deformada da estrutura é desconhecida durante a formulação das relações cinemáticas e de equilíbrio.

Assim o método P-Δ é realizado da seguinte maneira: primeiro obtêm-se os deslocamentos relativos de cada pavimento da estrutura submetida às ações simultâneas das forças verticais e horizontais atuantes. Os deslocamentos obtidos geram um acréscimo de momento, ao longo da altura da estrutura. Tais momentos

são substituídos por forças binárias horizontais para simular os efeitos de instabilidade da estrutura (F_i, 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.

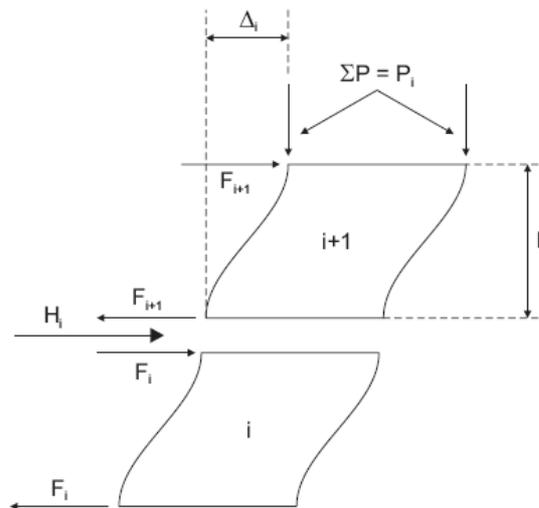


Figura 5: Processo iterativo P-Δ

Fonte: Adaptado Campoó, Correa e Ramalho, 2005 por Leonardo Jakobi Conter

Novamente a estrutura é analisada, desta vez com as forças naturais e os acréscimos produzidos pelo processo anterior, obtendo novos deslocamentos e novas forças binárias, e novas resultantes horizontais para cada andar analisado.

Então, Campoó, Corrêa e Ramalho (2005) retomam afirmando que, através de um processo de iteração, podemos chegar em um sistema em equilíbrio, cujos novos deslocamentos sejam pequenos o suficiente para não alterar significativamente as reações encontradas na estrutura.

2.4. CRITÉRIOS DA NBR 6118:2003 PARA NLF

A NBR 6118:2003 traz algumas considerações para a incorporação tanto da NLF quanto da NLG no cálculo e dimensionamento da estrutura. Em estruturas de nós móveis a NLF e NLG deverão ser obrigatoriamente consideradas.

Pelo método da rigidez equivalente, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, a correção dar-se-á da seguinte forma:

$$\text{- Lajes: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3 \cdot E_{\text{ci}} \cdot I_c \quad (2.9)$$

$$\text{- Vigas: } (EI)_{\text{sec}} = 0,4 \cdot E_{\text{ci}} \cdot I_c, \text{ para } A_{s'} \neq A_s \quad (2.10)$$

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,5 \cdot E_{\text{ci}} \cdot I_c, \text{ para } A_{s'} = A_s \quad (2.11)$$

$$\text{- Pilares: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8 \cdot E_{\text{ci}} \cdot I_c \quad (2.12)$$

Sendo $(EI)_{\text{sec}}$ a rigidez secante e I_c o momento de inércia da seção bruta do concreto.

Em estruturas de contraventamento, cuja composição seja dada somente por vigas e pilares, com $\gamma_z < 1,3$, a rigidez das vigas e pilares será corrigida conforme abaixo:

$$\text{- } (EI)_{\text{sec}} = 0,7 \cdot E_{\text{ci}} \cdot I_c \quad (2.13)$$

Para a utilização do diagrama de momento-curvatura, constrói-se um diagrama para cada seção, com armadura conhecida, para determinada força normal atuante (diagrama normal-momento-curvatura).

A relação momento-curvatura apresentará o aspecto da Figura 7:

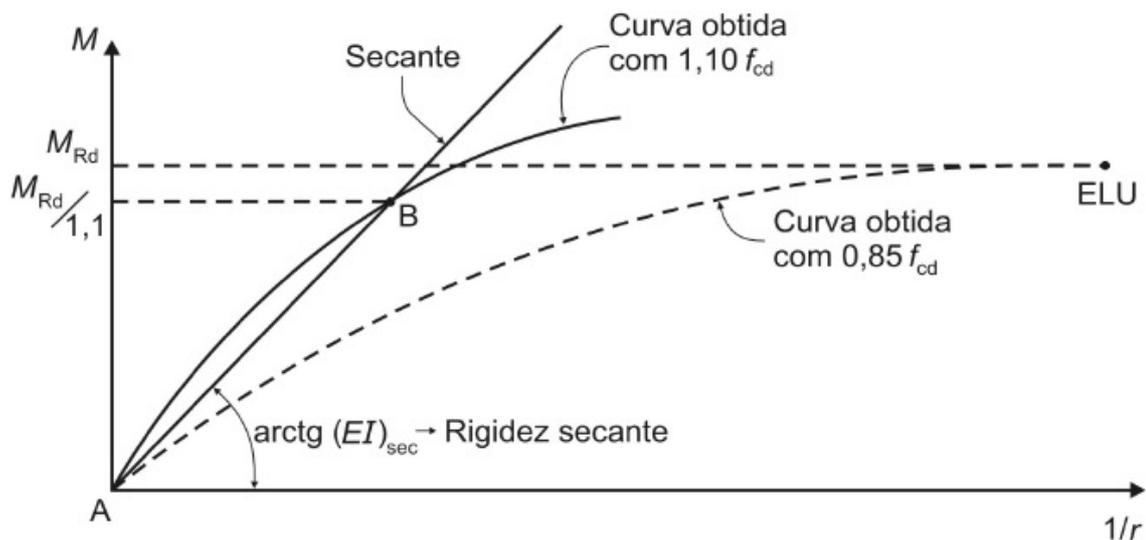


Figura 6: Diagrama momento-curvatura para o concreto armado
Fonte: NBR 6118 (2003)

O trecho AB , caracterizado pela rigidez secante, pode ser simplificado, por segurança, por uma reta AB sendo utilizada nos cálculos das deformações. A curva tracejada é obtida a partir das resistências de cálculo do concreto e do aço e apenas define os esforços resistentes M_{RD} e N_{RD} .

A Norma também recomenda em alguns casos a utilização de métodos numéricos adequados como elementos finitos, porém, não apresenta detalhes sobre o mesmo.

2.5. INSTABILIDADE

Segundo a NBR 6118:2003, nas estruturas de concreto armado, o estado limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

Existem diversos fatores correlacionados aos parâmetros α e γ_z que influenciam diretamente no grau de instabilidade de uma estrutura.

Um destes fatores é a intensidade das ações atuantes. Conforme demonstra Moncayo (pg. 76) as ações verticais têm influência direta na estabilidade de um edifício, uma vez que a relação entre momentos de 1ª e 2ª ordem da equação (5.7) sempre se altera com o valor da força vertical, pois esta não atua nas sollicitações de momento de 1ª ordem. Contudo, a intensidade das ações horizontais não tem altera o coeficiente γ_z , pois, seguindo esta mesma premissa, a relação entre momentos de 1ª e 2ª ordem sempre se alterará na mesma proporção, independentemente da intensidade do carregamento horizontal.

Outro fator que pode alterar o valor do γ_z é a rigidez da estrutura. Quanto maior for a rigidez, menores serão os deslocamentos horizontais e, portanto, menores serão os efeitos de 2ª ordem.

2.6. AÇÕES NAS ESTRUTURAS

As ações a serem consideradas para a concepção das peças estruturais são, os efeitos de carregamento de uso, do peso próprio da estrutura e as cargas acidentais.

Entretanto, a análise estrutural do modelo deve condizer com a realidade estrutural a ser executado, portanto, o método de análise estrutural é importante na formulação das peças que compõem a estrutura.

Para a formulação dos carregamentos verticais usuais da estrutura, os mesmos são definidos pela NBR 6120:1980 de acordo com a utilização da edificação.

Carregamentos horizontais, tais como a ação do vento, são definidos de acordo com a região geográfica da edificação pela NBR 6123:1988.

3. MÉTODO P-DELTA E γ_z

3.1. CÁLCULO DO P- Δ

O software SAP2000 utiliza o processo iterativo P- Δ para calcular os esforços de segunda ordem. A fim de expor como este método funciona, exemplificar-se-á com um pilar, submetido a carregamentos horizontais e verticais, o processo de iteração.

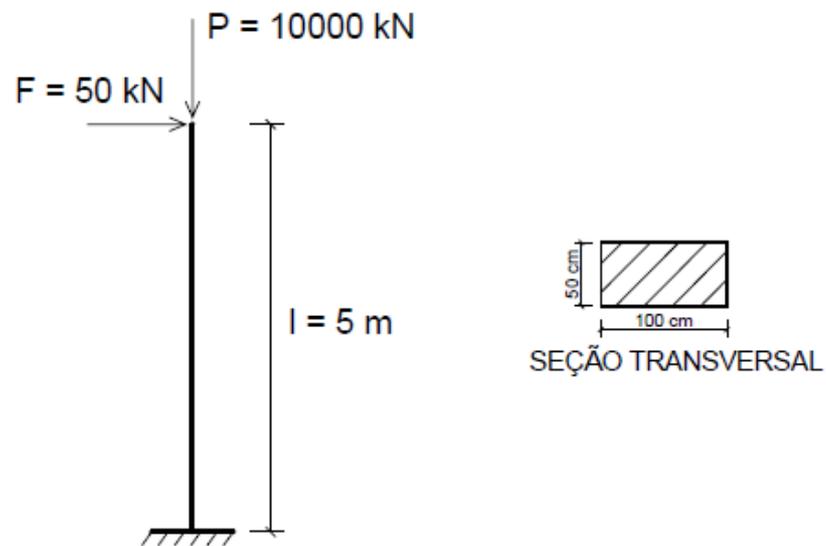


Figura 7: Pilar
 Fonte: Moncayo, 2001 (p.30)

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

3.1.1. Cálculo do módulo de Elasticidade

$$E = 5600 \cdot \sqrt{F_{ck}}$$

$$E = 5600 \cdot \sqrt{25}$$

$$E = 28.000 \text{ Mpa}$$

3.1.2. Inércia da Seção

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_c = \frac{0,5 \cdot 1,0^3}{12}$$

$$I_c = 0,04166 m^4$$

3.1.3. Descolamento horizontal devido à força horizontal F_x

$$\Delta = \frac{F d \cdot l^3}{3 \cdot (EI)_{sec}}$$

De acordo com a NBR 6118:2003

$$(EI)_{sec} = 0,7 E_c I_c$$

$$\Delta = \frac{(50 \cdot 1,4 \cdot 53)}{(3 \cdot (0,7 \cdot 28000000 \cdot 0,04166))}$$

$$\Delta = 3,572 \cdot 10^{-3} m$$

3.1.4. Momento da Base do Pilar

Cálculo de M_2 é baseado na figura

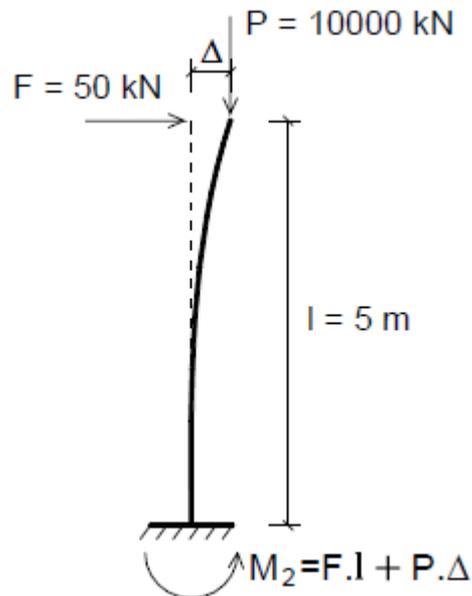


Figura 8: Deslocamento Horizontal 1ª Ordem
Fonte: Moncayo, 2011 (p.56)

$$M_1 = Fd.l = (50 \cdot 1,4) \cdot 5 = 350 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_1 + Pd.\Delta$$

$$M_2 = 350 + (10000 \cdot 1,4) \cdot 3,572 \cdot 10^{-3}$$

$$M_2 = 400,008 \text{ kN.m}$$

3.1.5. Primeira força horizontal fictícia

$$F_{f1,d}.l = Pd.\Delta$$

$$F_{f1,d}.1,4.5 = 10000 \cdot 1,4 \cdot 3,572 \cdot 10^{-3}$$

$$F_{f1,d} = 7,144 \text{ kN}$$

3.1.6. Deslocamento horizontal devido à primeira força horizontal fictícia

$$\Delta_1 = F_{f1} \cdot d \cdot l^3 / 3(0,7 E_c I_c, pil) = 5,104 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

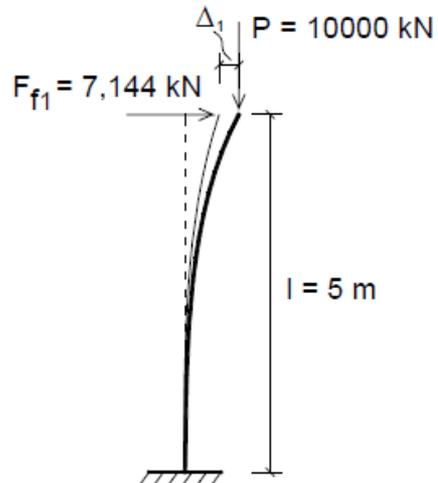


Figura 9: Deslocamento Horizontal após 1 Iteração
Fonte: Moncayo, 2011 (p.57)

3.1.7. Novo momento na base do pilar

$$M_3 = M_2 + P d \Delta_1$$

$$M_3 = 400,008 + (10000 \cdot 1,4) \cdot 5,104 \cdot 10^{-4}$$

$$M_3 = 407,154 \text{ kN.m}$$

3.1.8. Segunda força horizontal fictícia

$$F_{f2}, d \cdot l = P d \cdot \Delta_1$$

$$F_{f2} = 1,021 \text{ kN}$$

3.1.9. Deslocamento horizontal devido à nova força horizontal fictícia

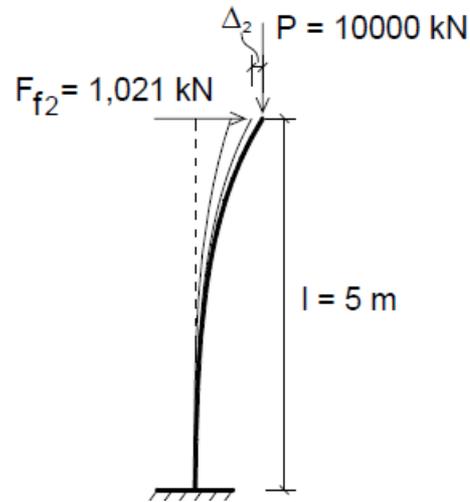


Figura 10: Deslocamento Horizontal após 2 iterações
Fonte: Moncayo, 2011 (p.58)

$$\Delta_2 = F_{f2} \cdot d \cdot l^3 / 3(0,7 E c i l c, p i l) = 7,294 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

3.1.10. Novo Momento na Base do Pilar

$$M_4 = M_3 + P d \cdot \Delta_2$$

$$M_4 = 408,175 \text{ kN.m}$$

3.1.11. Terceira força horizontal fictícia

$$F_{f3}, d \cdot l = P d \cdot \Delta_2$$

$$F_{f3} = 0,146 \text{ kN}$$

3.1.12. Deslocamento horizontal devido à nova força horizontal fictícia

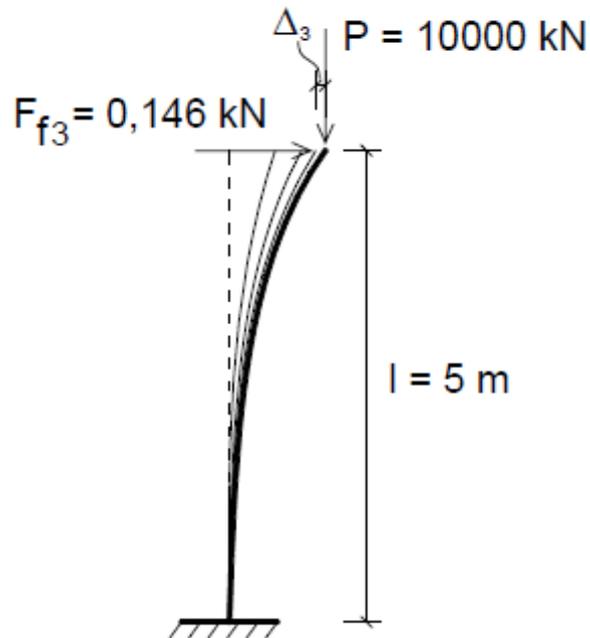


Figura 11: Deslocamento Horizontal após 3 Iterações
Fonte: Moncayo, 2011 (p.59)

$$\Delta_3 = F_{f3} \cdot d \cdot l / 3 (0,7 E c i l c, p i l) = 1,043 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

3.1.12. Novo Momento na Base do Pilar

$$M_4 = M_3 + P d \cdot \Delta_2$$

$$M_4 = 408,321 \text{ kN.m}$$

Erro:

$$e = M_s - M_4 = 408,321 - 408,175 = 0,146 \text{ kN.m}$$

$$\text{Diferença} = (0,146 / 408,175) \cdot 100 = 0,035768$$

3.1.13. Quarta força horizontal fictícia

$$F_{f4}, d \cdot l = P d \cdot \Delta_3$$

$$F_{f4} = 0,021 \text{ kN}$$

3.1.14. Deslocamento horizontal devido à nova força horizontal fictícia

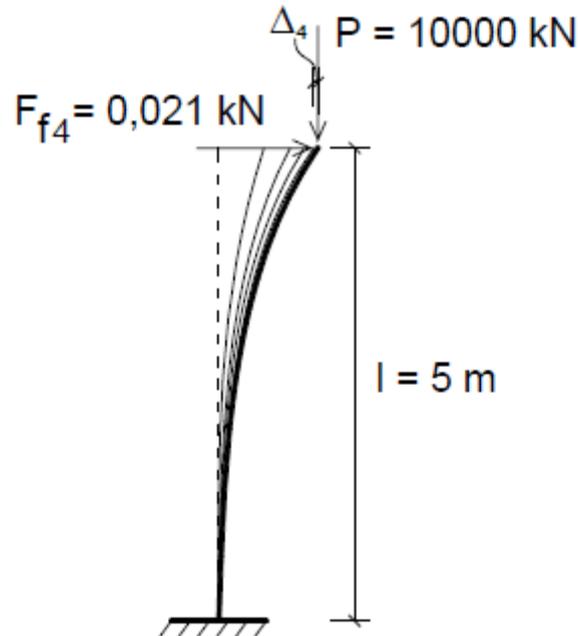


Figura 12: Deslocamento Horizontal após 4 iterações
Fonte: Moncayo, 2011 (p.60)

$$F_{f4}, d.l = Pd . \Delta_3$$

3.1.15. Novo Momento na Base do Pilar

$$M_5 = M_4 + Pd . \Delta_3$$

$$M_5 = 408,342 \text{ kN.m}$$

Erro:

$$e = M_5 - M_4 = 408,342 - 408,321 = 0,021 \text{ kN.m}$$

$$\text{Diferença} = (0,021 / 408,342) . 100 = 0,005$$

Considerando que o erro já é menor do que 0,1% entre as iterações dos momentos, podemos determinar o último momento encontrado de $M = 408,342 \text{ kN.m}$ como sendo o momento de segunda-ordem.

3.2. CÁLCULO DO γ_Z

A fim de demonstrar como é feito o cálculo do γ_Z , exemplificar-se-á um pilar submetido a três diferentes casos de carregamento. A seguir, será demonstrado o cálculo para uma estrutura tridimensional.

Primeiramente, será demonstrado o cálculo do γ_Z no pilar. Este possui as seguintes especificações:

$$(E)_{\text{sec}} = 22.400 \text{ MPa}$$

Seção: 30cm X 30cm

$$L = 5 \text{ m}$$

3.2.1. Caso 1



Figura 13: Caso de carregamento 1

Inicialmente, deve-se calcular o deslocamento horizontal no topo referente aos esforços de 1ª ordem.

$$\delta_H = \frac{Fh_{Sd} \cdot L^3}{3 \cdot E_{sec} \cdot I} = \frac{28 \cdot 5^3}{3 \cdot 22400000 \cdot 0,000675} = 0,07716 \text{ m}$$

A seguir, determina-se o somatório dos momentos gerados pelas forças verticais aplicadas nos nós deslocados.

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma Fv_{Sd} \cdot \delta_H = 14 \cdot 0,07716 = 1,0802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O próximo passo é determinar o momento de tombamento, ou seja, o somatório dos momentos gerados a partir das forças horizontais aplicadas em relação à base da estrutura.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma Fh_{Sd} \cdot h = 28 \cdot 5 = 140 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente, é possível calcular-se o γ_z .

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{1,0802}{140}}$$

$$\gamma_z = 1,0078$$

Assim, conclui-se que para esta estrutura, a amplitude dos efeitos de 2ª ordem em relação à solicitação de 1ª ordem é de aproximadamente 0,78%.

3.2.2. Caso 2



Figura 14: Caso de Carregamento 2

Inicialmente, deve-se calcular o deslocamento horizontal no topo referente aos esforços de 1ª ordem.

$$\delta_H = \frac{Fh_{Sd} \cdot L^3}{3 \cdot E_{sec} \cdot I} = \frac{28 \cdot 5^3}{3 \cdot 22400000 \cdot 0,000675} = 0,07716 \text{ m}$$

A seguir, determina-se o somatório dos momentos gerados pelas forças verticais aplicadas nos nós deslocados.

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma Fv_{Sd} \cdot \delta_H = 28 \cdot 0,07716 = 2,1605 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O próximo passo é determinar o momento de tombamento, ou seja, o somatório dos momentos gerados a partir das forças horizontais aplicadas em relação à base da estrutura.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma Fh_{Sd} \cdot h = 28 \cdot 5 = 140 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente, é possível calcular-se o γ_z .

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{2,1605}{140}}$$

$$\gamma_z = 1,0157$$

Encontramos um acréscimo no coeficiente γ_z com o acréscimo das forças verticais

3.2.3. Caso 3



Figura 15: Caso de Carregamento 3

Inicialmente, deve-se calcular o deslocamento horizontal no topo referente aos esforços de 1ª ordem.

$$\delta_H = \frac{Fh_{Sd} \cdot L^3}{3 \cdot E_{sec} \cdot I} = \frac{28 \cdot 5^3}{3 \cdot 22400000 \cdot 0,000675} = 0,07716 \text{ m}$$

A seguir, determina-se o somatório dos momentos gerados pelas forças verticais aplicadas nos nós deslocados.

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma Fv_{Sd} \cdot \delta_H = 42 \cdot 0,07716 = 3,2407 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O próximo passo é determinar o momento de tombamento, ou seja, o somatório dos momentos gerados a partir das forças horizontais aplicadas em relação à base da estrutura.

$$M_{1,tot,d} = \Sigma Fh_{Sd} \cdot h = 28 \cdot 5 = 140 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente, é possível calcular-se o γ_z .

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{3,2407}{140}}$$

$$\gamma_z = 1,0247$$

Percebe-se que o γ_z para uma estrutura aumenta com o acréscimo das forças verticais.

3.2.4. Caso 4

Para cálculo de uma estrutura tridimensional, o procedimento é somar todas as cargas horizontais e verticais atuantes em um pavimento e calcular o momento em relação à base da estrutura.

Este modelo foi analisado através do software SAP200, para obtenção dos esforços e deslocamentos de 1ª ordem.

As vigas e pilares foram modelados com elementos de barra (pórtico espacial) e as lajes foram modeladas como elementos de casca.

O pórtico tridimensional abordado possui as seguintes características:

Tabela 1: Dados do pórtico tridimensional

Dados	
Eci =	28.000 MPa
Eci,pilar =	22.400 MPa
Eci,viga =	14.000 MPa
Eci,laje =	11.200 MPa
Seção Pilar =	30X30 cm
Seção Viga =	20X40 cm
h Laje =	10 cm
h pavimento =	3,00 m
nº de Pavimentos	2

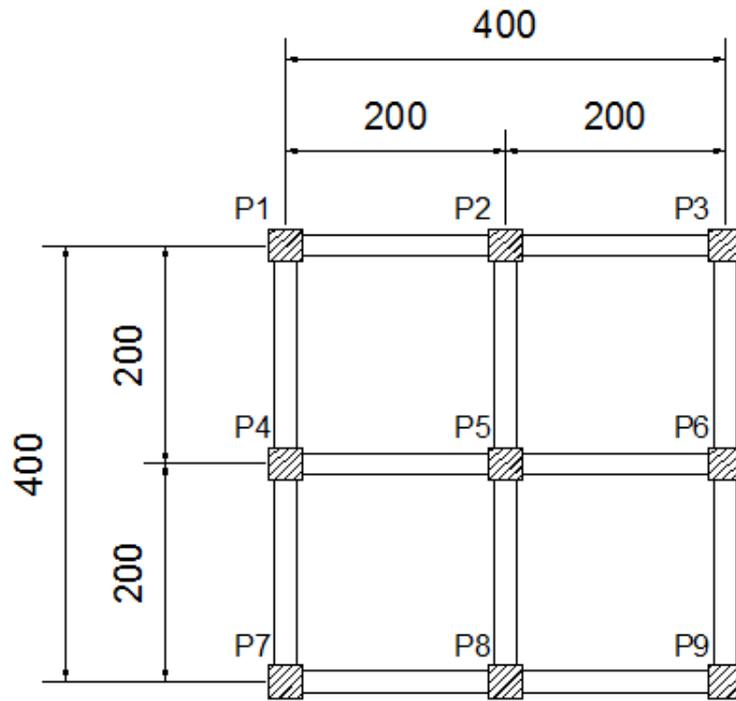


Figura 16: Planta Baixa do pórtico tridimensional

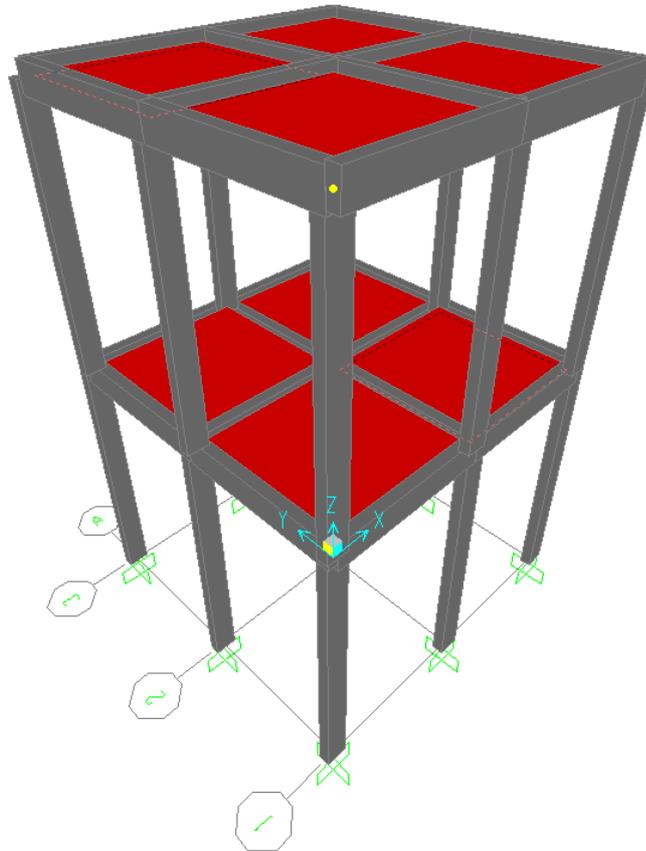


Figura 17: Pórtico Tridimensional

Para o cálculo do vento a estrutura foi dividida de acordo com a área efetiva de cada nó com um $C_a=1,667$. Os carregamentos de carga permanente e sobrecarga atuantes são:

Tabela 2: Cargas atuantes sobre o pórtico tridimensional

Elemento	Carga permanente	Sobrecarga
Pilares	11,25 kN	Transferida pela laje
Vigas	7,78 kN/m	
Lajes	2,5 kN/m ²	2 kN/m ²

De modo que a combinação aqui demonstrada é a que gera o maior momento na estrutura. Geralmente é a combinação cuja ação do vento é sobre a fachada de maior extensão sobre os pilares que sustentam as lajes vazadas logo, tal combinação é dada por: $1,4F_d + 1,4.(Vento + 0,5.F_q)$.

Tabela 3: Momentos atuantes no pórtico tridimensional

γ_z						
Andar	Cota (m)	F_h (kN)	$M_{1,tot,d}$ (kN/m)	F_v (kN)	d (m)	ΔM_{tot} (kN/m)
2º Andar	6	8,47	50,82	362,21	0,0007	0,254
1º Andar	3	16,954	50,862	503,96	0,0004	0,202
Térreo	0	0	0	503,96	0	0,000
			$\Sigma = 101,682$			$\Sigma = 0,455$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{0,455}{101,682}}$$

$$\gamma_z = 1,004$$

Para esta estrutura, a magnitude do efeito de segunda ordem é de aproximadamente 0,4%, não sendo, portanto significativos. Este fato ocorre principalmente pela baixa estatura do edifício que torna baixa a influência do vento.

4. ESTUDOS DE CASO

Neste capítulo serão apresentados os edifícios analisados, os carregamentos aplicados, as combinações utilizadas, os resultados das análises e comentários pertinentes a estas.

4.1. EDIFÍCIOS

Nesta seção mostrar-se-á as características de cada edifício analisado.

4.1.1. Edifício 1

O primeiro exemplo a ser analisado é uma estrutura extraída de Moncayo, baseou-se em um projeto desenvolvido pelo engenheiro Fernando R. Stucchi.

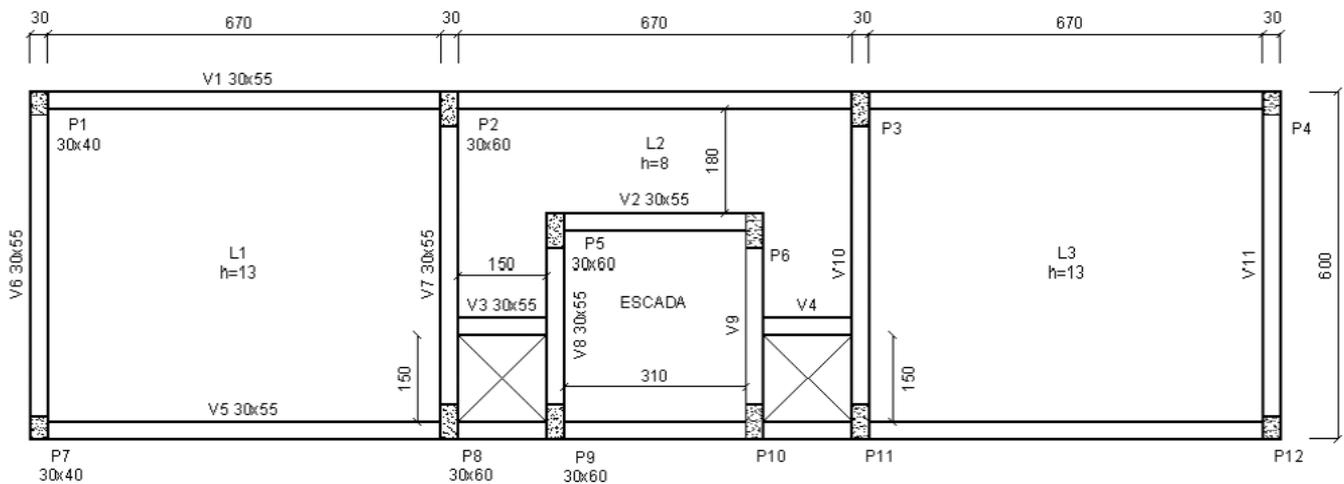


Figura 18: Planta Baixa do Edifício 1
Fonte: Moncayo, p.90 (2011)

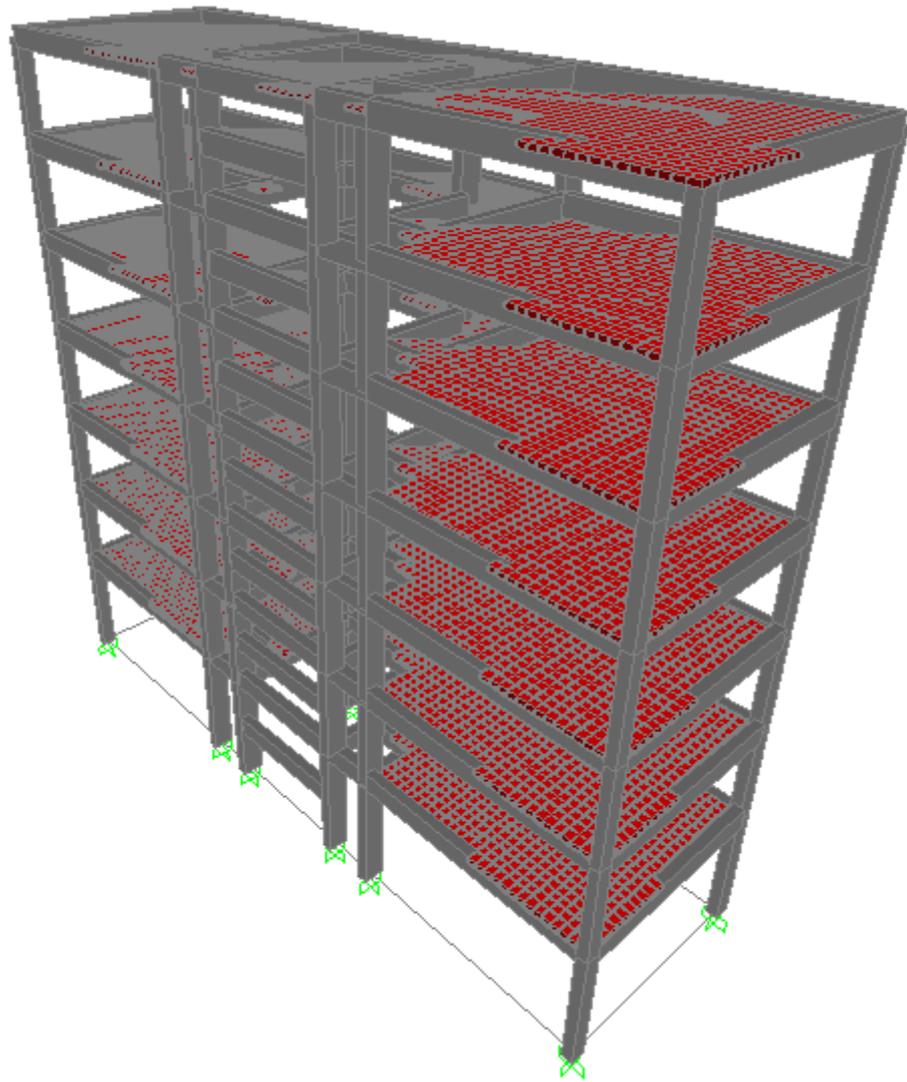


Figura 19 - Edifício 1

Tabela 4: Dados do Edifício 1

Dados	
Eci =	28.000 MPa
Esec Pilar =	22.400 MPa
Esec Viga =	14.000 MPa
Esec Laje =	11.200 MPa
Seção Pilar externo =	30X40 cm
Seção Pilar interno =	30X60 cm
Seção Viga =	30X55 cm
h Laje 1 =	13 cm
h Laje 2 =	8 cm
h pavimento =	2,80 m
nº de Pavimentos	7

A estrutura escolhida possui pilares externos com 30x40cm de seção e os demais pilares com seção de 30x60cm, todas as vigas com seção de 30x55cm, a laje central com 8cm de espessura e as demais lajes com 13cm. No vão central existem uma escada que se apóia nas vigas V2 e VE. O vento foi calculado com um $C_a=0,78$ para o vento 0° e um $C_a=0,97$ para o Vento 90° .

Para a melhor visualização dos dados, uma vez que o SAP gera a tabela com os dados automaticamente, foi necessário a numeração dos pilares conforme a imagem a seguir.

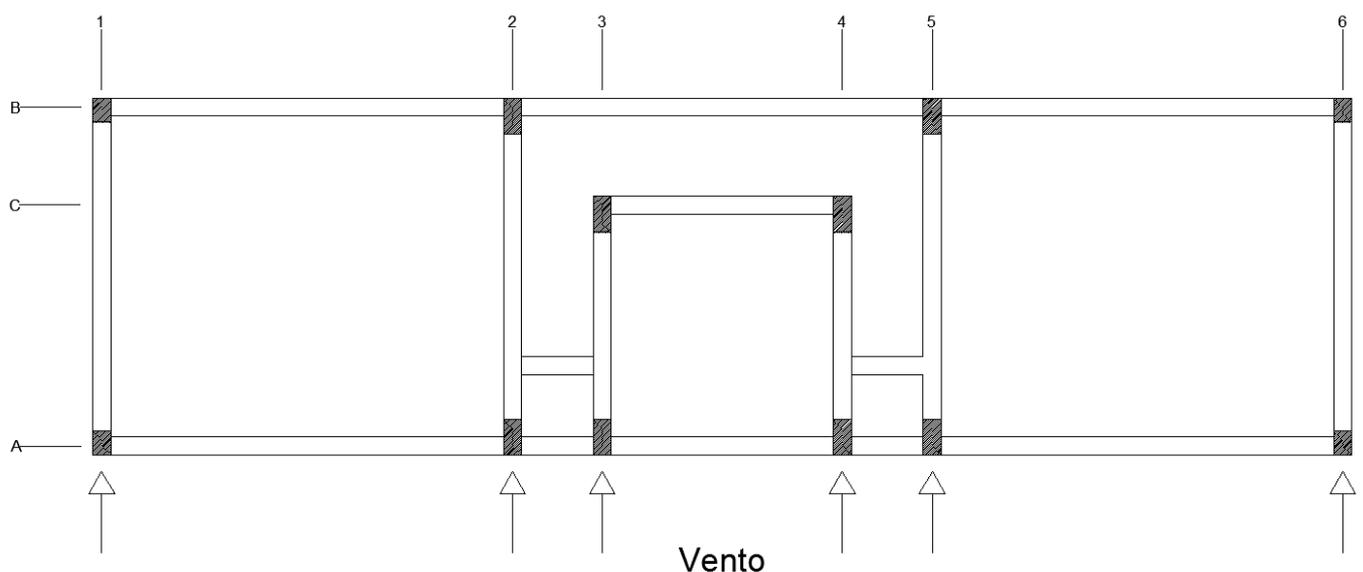


Figura 20 - Eixos do edifício 1

4.1.2. Edifício 2

A segunda estrutura escolhida foi uma estrutura fictícia retirada de KIMURA, (2007), sendo demonstrado sua planta na Figura 21, e a modelagem 3D deste edifício no SAP2000 na Figura 22.

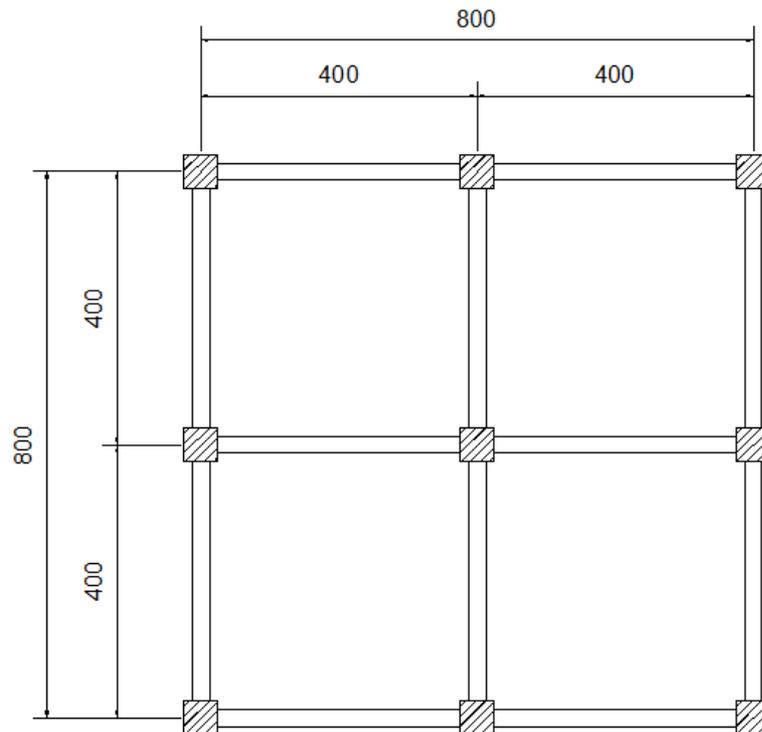


Figura 21: Planta Baixa do Edifício 2

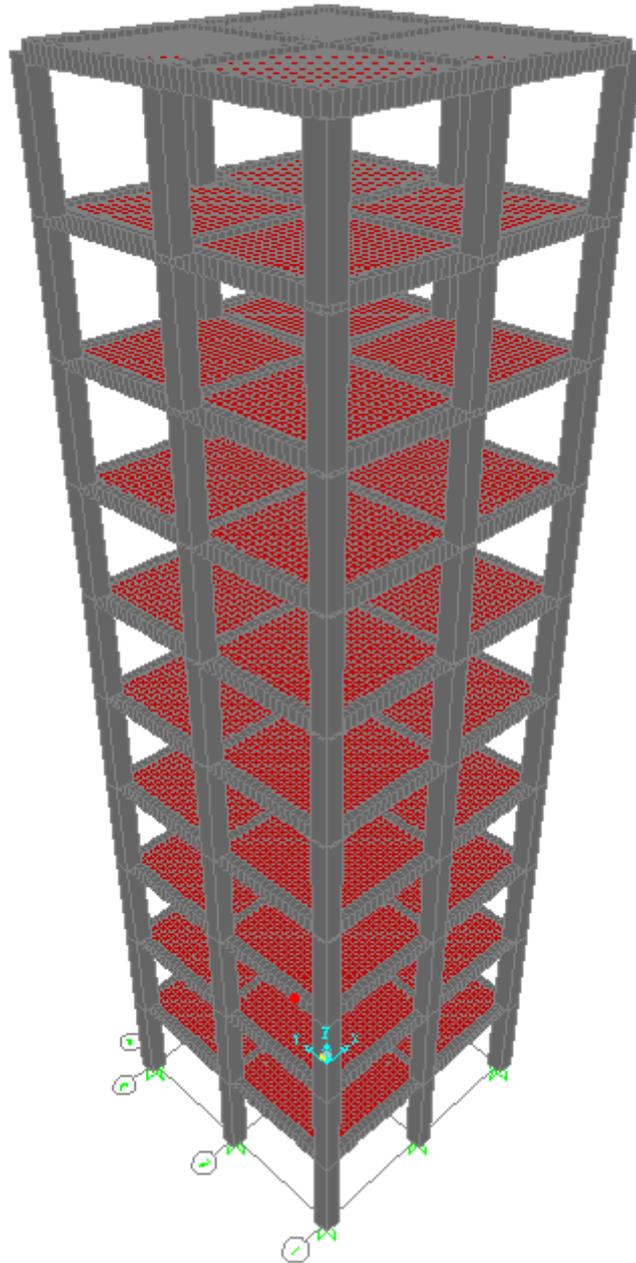


Figura 22 - Edifício 2

Tabela 5: Dados do Edifício 2

Dados	
Eci =	28.000 MPa
Esec Pilar =	22.400 MPa
Esec Viga =	14.000 MPa
Esec Laje =	11.200 MPa
Seção Pilar =	50X50 cm
Seção Viga =	40X25 cm
h Laje =	10 cm
h pavimento =	3,00 m
nº de Pavimentos	10

O modelo estrutural foi concebido com vigas de seção 40x25cm, pilares com seção de 50x50cm e lajes com espessura de 10cm. Para o cálculo do vento foi considerado um $C_a=1,4$ e o cálculo das áreas efetivas deu-se da mesma forma que para o pórtico 3D.

4.1.3. Edifício 3

Para demonstrar a conclusão da análise da última estrutura, o terceiro edifício analisado é uma adaptação do anterior. Logo, possui as mesmas características e carregamentos que o segundo edifício exceto pela seção do pilar que foi reduzida de 50cm para 25cm de lado.

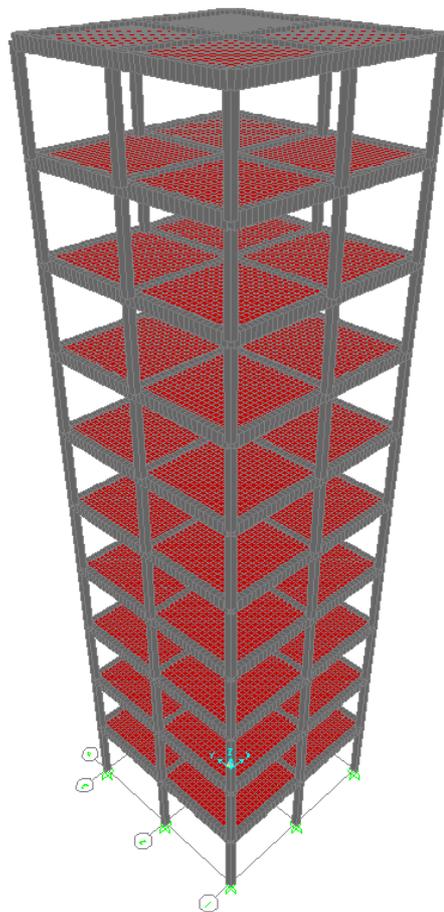


Figura 23: Visualização 3D do Edifício 3

4.1.4. Edifício 4

Aprofundando a influência do efeito da não linearidade geométrica na estrutura, o quarto edifício analisado é uma adaptação do primeiro edifício, com o incremento no número de pavimentos para aumentar a sua esbelteza, possui as mesmas características e carregamentos que o primeiro edifício, exceto com um maior carregamento da carga do vento devido a sua altura. Na Figura 24 visualizamos a modelagem 3D deste edifício no SAP 2000.

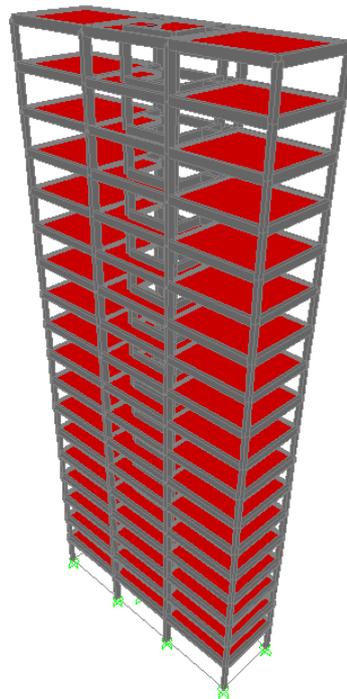


Figura 24: Visualização 3D do Edifício 4

Este edifício foi modelado no software SAP2000, onde foram feitas 2 análises das combinações de carga, a primeira é uma análise linear, e a segunda é uma análise não-linear pelo método iterativo P-Delta.

Tabela 6: Dados do Edifício 4

Dados	
Eci =	28.000 MPa
Esec Pilar =	22.400 MPa
Esec Viga =	14.000 MPa
Esec Laje =	11.200 MPa
Seção Pilar externo =	30X40 cm
Seção Pilar interno =	30X60 cm
Seção Viga =	30X55 cm
h Laje 1 =	13 cm
h Laje 2=	8 cm
h pavimento =	2,80 m
nº de Pavimentos	17

4.2. CARREGAMENTOS

A força do vento atuante tanto nos modelos quanto nas estruturas utilizadas foi calculada de acordo com a NBR 6123:1988. Assim sendo as fórmulas utilizadas foram as seguintes:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3, \text{ onde}$$

V_k é a velocidade característica do vento,

V_0 é a velocidade básica do vento,

S_1, S_2, S_3 são coeficientes dados por norma.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2, \text{ onde}$$

q é a pressão dinâmica do vento

$$F = C_a \cdot q \cdot A_e, \text{ onde}$$

F é a força do vento,

C_a é o coeficiente de arrasto

A_e é a área frontal efetiva.

Para cada modelo foram determinados os coeficientes e forças resultantes em cada nó da estrutura. Como velocidade básica obteve-se 42m/s através das isoetas apresentadas pela norma, os coeficientes S_1 e S_2 possuem valor 1. Os demais dados serão apresentados juntamente com a análise da estrutura.

Os carregamentos lançados na estrutura obedeceram ao descrito pela NBR 6120:1980. Assim sendo, o concreto armado foi considerado com um peso

específico de 25 kN/m^3 e o revestimento (argamassa de cimento e areia) com 21 kN/m^3 . Além disso, foi lançada uma sobrecarga de 2 kN/m^2 (edifícios comerciais) em todas as lajes exceto na de cobertura que recebeu uma sobrecarga de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Assim, os carregamentos em cada edifício foi aplicado conforme tabela 7

Para os edifícios foram definidas combinações do estado limite último conforme descrito na NBR 6118. Assim sendo foram utilizadas 6 combinações para o primeiro e último edifício e 2 combinações para o segundo e terceiro edifícios, conforme a tabela 8.

Tabela 7: Combinações de Carregamentos nas Estruturas

Edifício	Elemento	Estrutura	Sobrecarga	
1 e 4	Vigas	4,125 kN/m	Transferida pela laje	
	Pilares Externos	8,4 kN		
	Pilares Internos	12,6 kN		
	Pavimentos	Lajes 1 e 3	3,25 kN/m ²	2 kN/m ²
		Laje 2	2 kN/m ²	2 kN/m ²
	Cobertura	Lajes 1 e 3	3,25 kN/m ²	0,5 kN/m ²
Laje 2		2 kN/m ²	0,5 kN/m ²	
2 e 3	Pilares	31,25 kN	Transferida pela laje	
	Vigas	7,78 kN/m		
	Lajes	2,5 kN/m ²	2kN/m ²	

Tabela 8: Combinações de Carregamentos nas Estruturas

Modelo	Combinações
Edifício 1 e 3	1,4.Fg + 1,4.(Fq + 0,6.Vento)
	1,4.Fg + 1,4.(Vento + 0,5.Fq)
Edifício 2 e 4	1,4.Fg + 1,4.(Fq + 0,6.Vento 1)
	1,4.Fg + 1,4.(Fq + 0,6.Vento 2)
	1,4.Fg + 1,4.(Fq + 0,6.Vento 3)
	1,4.Fg + 1,4.(Vento 1 + 0,5.Fq)
	1,4.Fg + 1,4.(Vento 2 + 0,5.Fq)
	1,4.Fg + 1,4.(Vento 3 + 0,5.Fq)

Onde:

Fg representa as ações permanentes diretas;

Fq representa as ações variáveis diretas.

5. ANÁLISE DOS EDIFÍCIOS

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos através das análises linear e não linear para a pior combinação possível que, em todos os casos, foi aquela em que o vento se encontra como ação variável principal.

5.1. EDIFÍCIO 1

A seguir estarão explicitados os resultados das análises para o primeiro edifício.

5.1.1. Coeficiente γ_Z

O γ_Z é obtido através da soma do momento de tombamento, que é o momento gerado pela força horizontal aplicada em uma determinada altura com relação a base, e através de uma análise linear da estrutura, obtemos os deslocamentos descritos na tabela 9, então é encontrado a soma dos momentos das forças verticais em relação a este deslocamento. Então, obtemos o γ_Z de acordo com a fórmula.

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

Tabela 9: Cálculo do γ_Z

γ_Z						
Andar	Cota (m)	F _h (kN)	M _{1,tot,d} (kN/m)	F _v (kN)	d (m)	ΔM_{tot} (kN/m)
7ºAndar	20,3	19,36	393,008	860,20	0,0207	17,806
6ºAndar	17,5	34,3	600,25	1092,48	0,0195	21,303
5ºAndar	14,7	30,96	455,112	1092,48	0,0175	19,118
4ºAndar	11,9	30,96	368,424	1092,48	0,0149	16,278
3ºAndar	9,1	27,78	252,798	1092,48	0,0116	12,673
2ºAndar	6,3	27,78	175,014	1092,48	0,0076	8,303
1ºAndar	3,5	31,26	109,41	1092,48	0,0036	3,933
Térreo	0	17,36	0	1092,48	0,00000	0,000
			$\Sigma = 2354,016$			$\Sigma = 99,414$

$\gamma_Z =$

1,044

5.1.2. Resultados obtidos

O resultado da análise obtida será apresentado através das tabelas e gráficos a seguir que demonstram os momentos no topo e na base de cada pilar. Somente os pilares com os resultados mais expressivos serão apresentados, os demais pilares terão seus respectivos gráficos e tabelas demonstrados no apêndice deste trabalho.

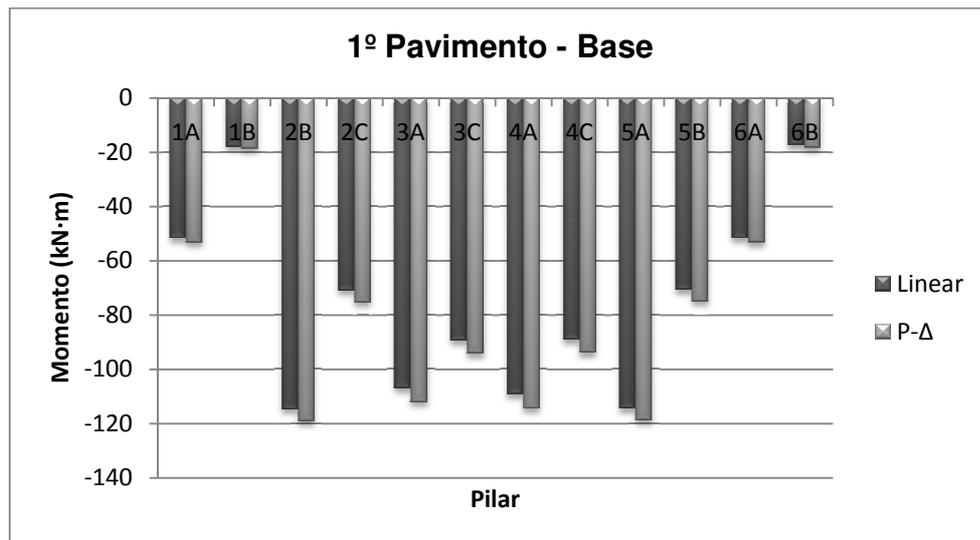
A diferença percentual dos momentos é a subtração do maior momento, neste caso o da análise não-linear, com o menor momento, análise linear, dividindo este resultado pelo não-linear.

Tabela 10: Momentos nos Nós do 1º Pavimento

Momentos nos nós (kN.m)					
Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	P- Δ	Linear	P- Δ
1º	1A	-51,99	-53,59	52,17	52,83
	1B	-18,23	-18,9	-18,23	-18,9
	2B	-114,96	-119,35	63,09	63,87
	2C	-71,19	-75,53	-29,35	-28,33
	3A	-107,15	-112,39	38,58	39,77
	3C	-89,61	-94,43	6,18	7,08
	4A	-109,36	-114,71	39,46	40,69
	4C	-89,27	-94,08	5,83	6,71
	5A	-114,64	-119	62,79	63,55
	5B	-70,91	-75,23	-29,71	-28,48
	6A	-51,89	-53,47	52,09	52,74
	6B	-17,51	-18,56	-18,32	-17,11

Tabela 11: Diferença dos Momentos nos Nós do 1º Pavimento

Pilar	Momentos nos nós (kN.m)	
	Diferença %	
	Base	Topo
1A	3%	1%
1B	4%	4%
2B	4%	1%
2C	6%	-4%
3A	5%	3%
3C	5%	13%
4A	5%	3%
4C	5%	13%
5A	4%	1%
5B	6%	-4%
6A	3%	1%
6B	6%	-7%

**Gráfico 1: Momento na Base do 1º Pavimento**

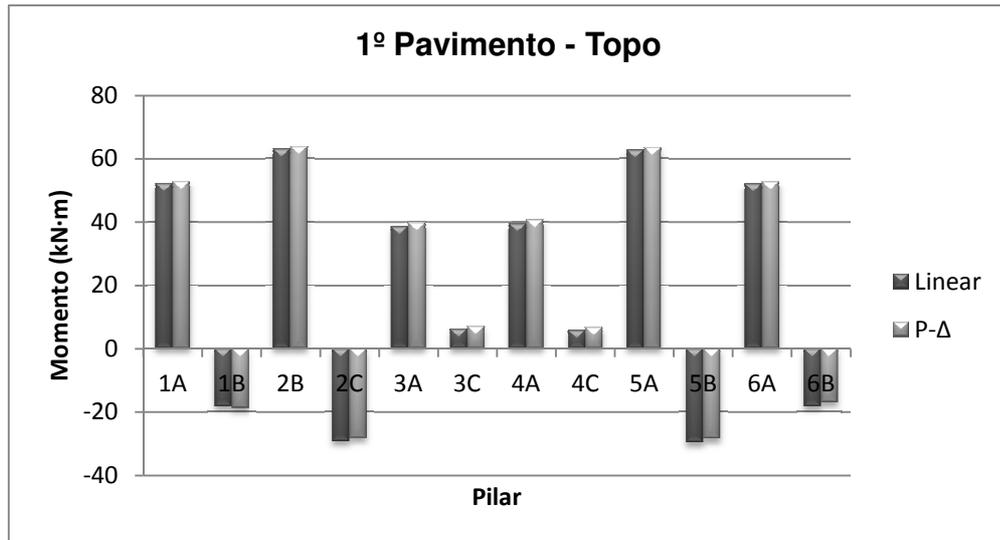


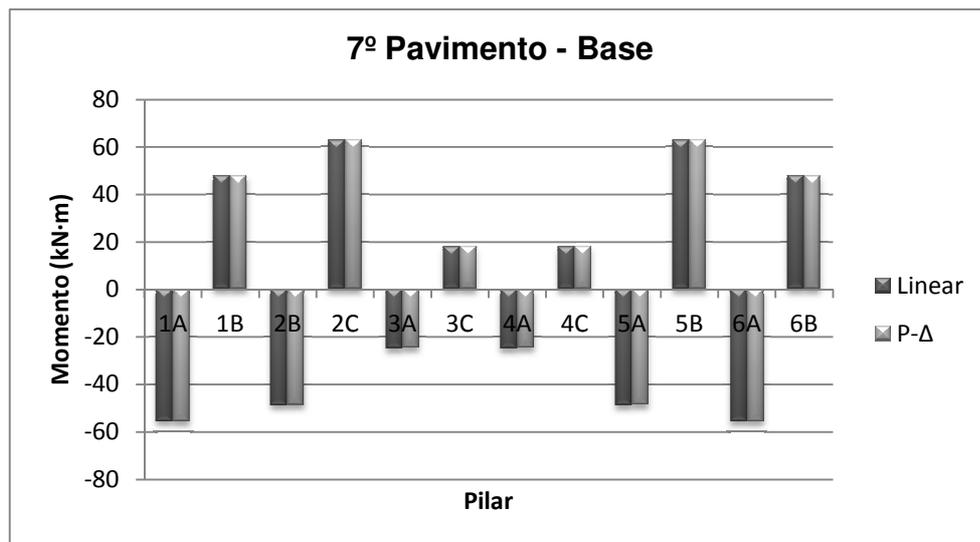
Gráfico 2: Momento no Topo do 1º Pavimento

Tabela 12: Momentos nos Nós do 7º Pavimento

Momentos nos nós (kN.m)					
Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	P-Δ	Linear	P-Δ
7º	1A	-55,7	-55,81	69,26	69,57
	1B	48	47,97	-54,023	-53,96
	2B	-48,96	-48,86	59,83	60,3
	2C	62,95	63,14	-62,84	-62,68
	3A	-24,99	-24,83	54,09	54,37
	3C	18	18,18	-23,88	-23,64
	4A	-24,97	-24,81	54,05	54,33
	4C	18,04	18,22	-23,94	-23,69
	5A	-48,92	-48,82	59,76	60,23
	5B	62,96	63,16	-62,86	-62,71
	6A	-55,71	-55,82	69,27	69,59
	6B	47,99	47,96	-54,02	-53,94

Tabela 13: Diferença dos Momentos nos Nós do 7º Pavimento

Pilar	Momentos nos nós (kN.m)	
	Diferença %	
	Base	Topo
1A	0%	0%
1B	0%	0%
2B	0%	1%
2C	0%	0%
3A	-1%	1%
3C	1%	-1%
4A	-1%	1%
4C	1%	-1%
5A	0%	1%
5B	0%	0%
6A	0%	0%
6B	0%	0%

**Gráfico 3: Momento na Base do 7º Pavimento**

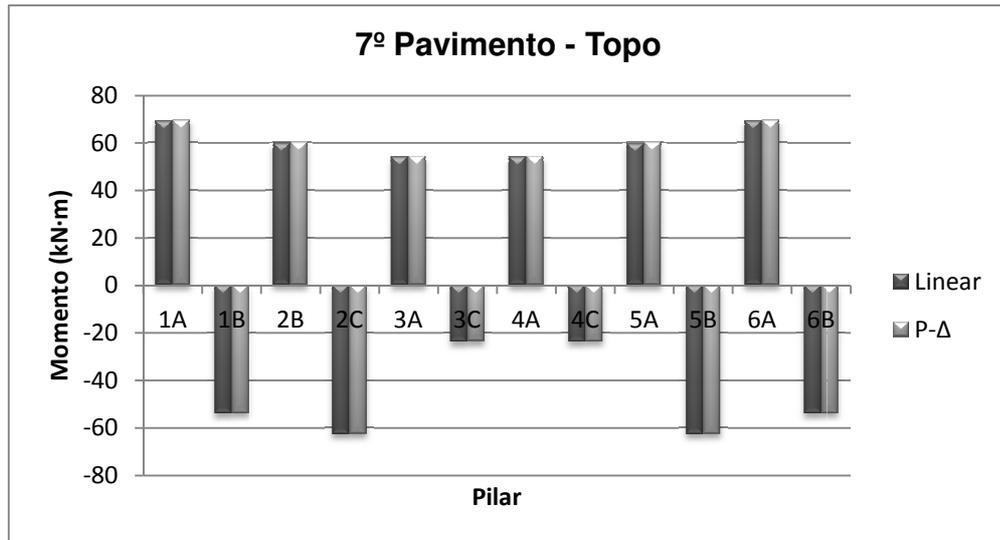


Gráfico 4: Momento no Topo do 7º Pavimento

5.1.3. Análise de Resultados

Através da comparação dos momentos calculados na análise linear com os da análise não linear possível concluir que nesta estrutura os esforços de 2ª ordem não são relevantes. Isso se deve ao fato da estrutura ter apenas 7 pavimentos e ser formado por pórticos estáveis tornando tanto os momentos gerados pelo deslocamento como o próprio deslocamento reduzidos. Fato esperado devido ao baixo coeficiente γ_z da estrutura e comprovado pela mínima diferença de momentos apresentada nos gráficos e tabelas.

5.2. EDIFÍCIO 2

A seguir serão apresentados os resultados da análise do segundo edifício. Da mesma forma que a estrutura anterior, houve a necessidade de identificação dos pilares para melhor visualização dos gráficos. Tal identificação é demonstrada na figura 24.

5.2.1. Coeficiente γ_Z

A Tabela 14 apresenta as forças horizontais, verticais e os momentos por elas gerados na estrutura. A partir destes dados foi calculado o γ_Z conforme já demonstrado.

Tabela 14: Cálculo do γ_Z

$\gamma-Z$						
Andar	Cota (m)	F _h (kN)	M _{l,tot,d} (kN/m)	F _v (kN)	d (m)	ΔM_{tot} (kN/m)
10º Andar	30	13,12	393,6	661,44	0,0468	30,955
9º Andar	27	26,25	708,75	942,69	0,0454	42,798
8º Andar	24	26,25	630	942,69	0,043	40,536
7º Andar	21	26,25	551,25	942,69	0,0397	37,425
6º Andar	18	23,25	418,5	942,69	0,0354	33,371
5º Andar	15	18,49	277,35	942,69	0,03	28,281
4º Andar	12	22,26	267,12	942,69	0,0238	22,436
3º Andar	9	19,92	179,28	942,69	0,017	16,026
2º Andar	6	18,84	113,04	942,69	0,0098	9,238
1º Andar	3	18,84	56,52	942,69	0,0033	3,111
Térreo	0	9,41	0	942,69	0,00000	0,000
			$\Sigma = 3595,410$			$\Sigma = 264,177$
$\gamma-Z =$			1,079			

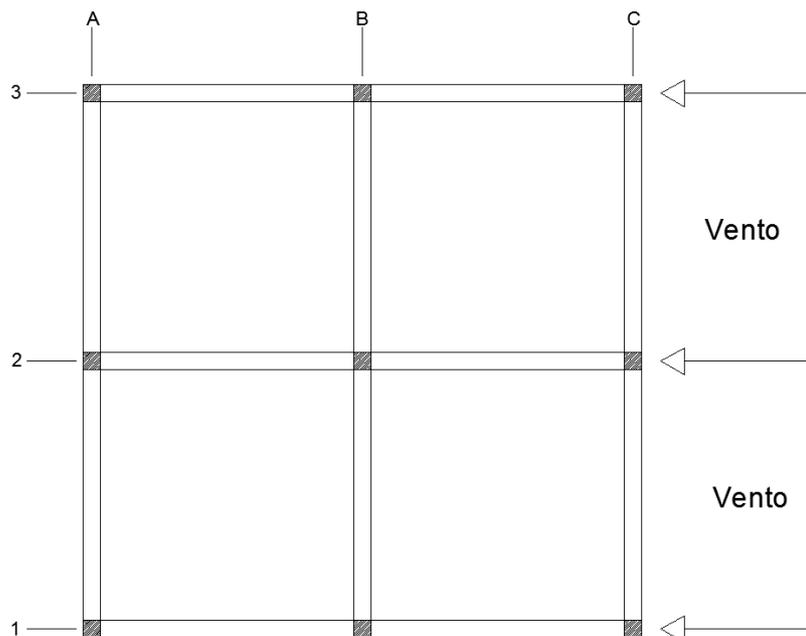


Figura 25 - Eixos do edifício 2 com a carga horizontal aplicada

5.2.2. Resultados Obtidos

Os resultados desta estrutura serão demonstrados da mesma maneira que os da anterior.

Tabela 15 - Momentos nos nós do 1 pavimento

Momentos nos nós (kN.m)					
Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	P- Δ	Linear	P- Δ
1º	1A	110,23	120,93	-42,75	-41,56
	1B	101,84	113,45	-25,05	-26,90
	1C	75,85	86,31	29,97	31,02
	2A	121,81	132,38	-66,93	-66,05
	2B	103,34	114,53	-28,08	-30,53
	2C	66,53	76,43	50,28	50,79
	3A	110,23	120,93	-42,75	-41,56
	3B	101,84	113,45	-25,05	-26,90
	3C	75,85	86,31	29,97	31,02

Tabela 16 – Diferença Percentual dos Momentos nos nós do 1 pavimento

Momentos nos nós (kN.m)		
Pilar	Diferença %	
	Base	Topo
1A	9%	-3%
1B	10%	7%
1C	12%	3%
2A	8%	-1%
2B	10%	8%
2C	13%	1%
3A	9%	-3%
3B	10%	7%
3C	12%	3%

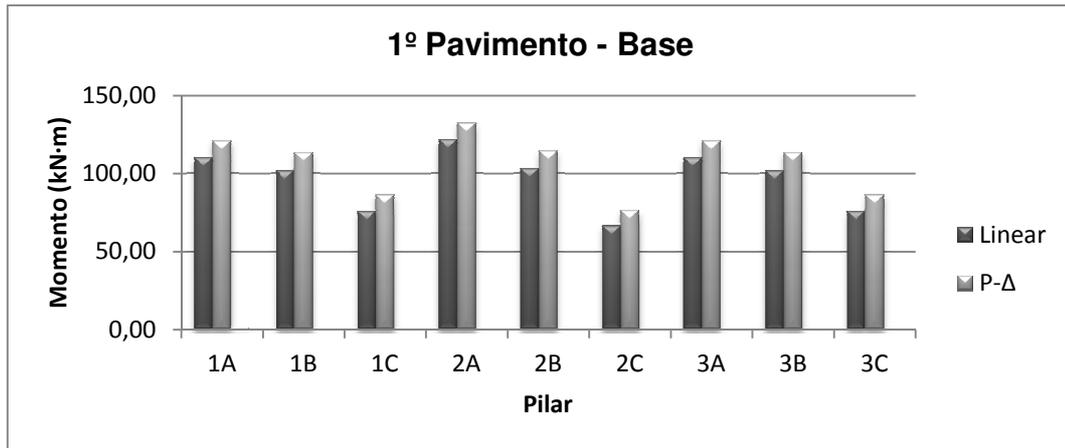


Gráfico 5 - Momentos na base do 1º pavimento

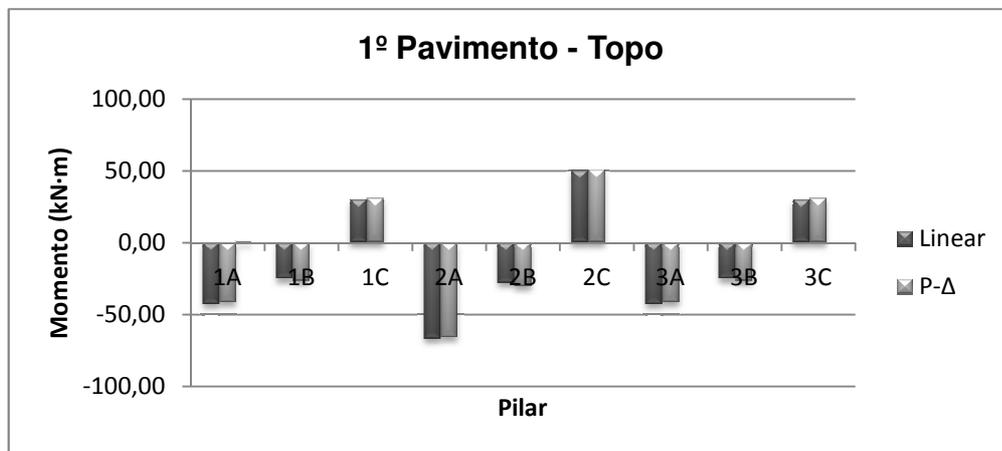


Gráfico 6 - Momentos no topo do 1º pavimento

Tabela 17 - Momentos nos nós do 10º pavimento

Momentos nos nós (kN.m)					
Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	P-Δ	Linear	P-Δ
10º	1A	67,60	67,39	-109,37	-109,75
	1B	1,54	-1,57	-9,28	9,88
	1C	72,44	72,70	99,32	99,05
	2A	106,72	106,55	-164,82	-165,27
	2B	1,91	-1,96	-9,55	10,15
	2C	111,20	111,49	154,45	154,27
	3A	67,60	67,39	-109,37	-109,75
	3B	1,54	-1,57	-9,28	9,88
	3C	72,44	72,70	99,32	99,05

Tabela 18 – Diferença Percentual dos Momentos nos nós do 10º pavimento

Pilar	Momentos nos nós (kN.m)	
	Diferença %	
	Base	Topo
1A	0%	0%
1B	198%	194%
1C	0%	0%
2A	0%	0%
2B	197%	194%
2C	0%	0%
3A	0%	0%
3B	198%	194%
3C	0%	0%

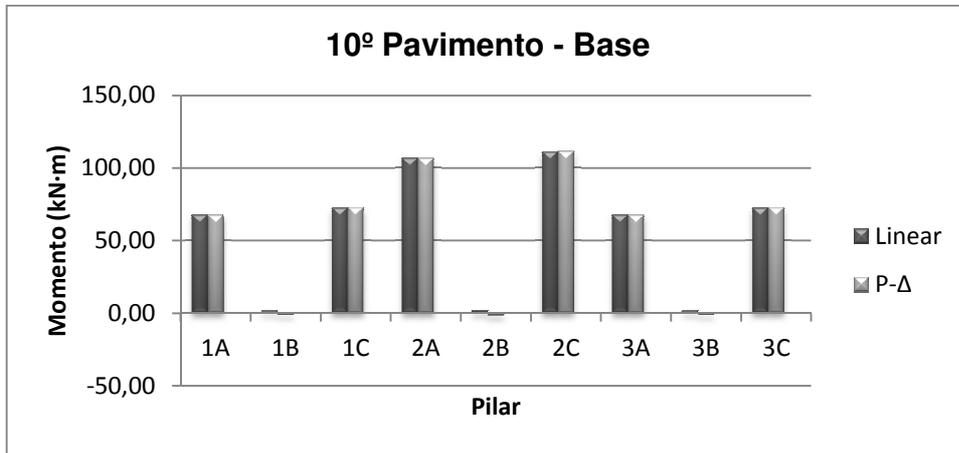


Gráfico 7 - Momentos na base do 10º pavimento

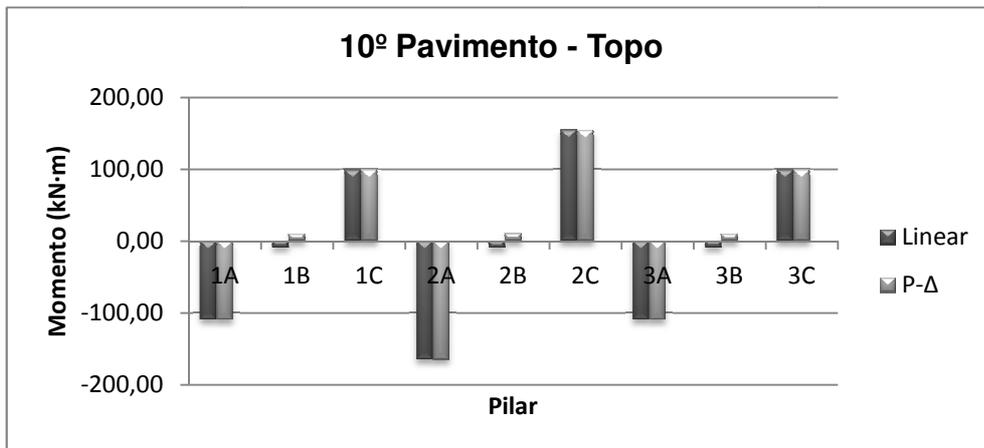


Gráfico 8 - Momentos no topo do 10º pavimento

Podemos verificar a inversão dos momentos nos pilares centrais à carga horizontal aplicada, uma vez que a estrutura trabalha com deslocamentos maiores na análise do P- Δ , pode-se esperar que mudou as reações no centro da estrutura.

5.2.3. Análise de Resultados

Através dos dados apresentados conclui-se que apesar desta estrutura apresentar deslocamentos maiores que a primeira, os momentos adicionais gerados por estes não foram, novamente, consideráveis. O pilar de grande seção (50x50 cm) foi o principal responsável pela estabilidade da estrutura.

5.3. EDIFÍCIO 3

Da mesma maneira que para as estruturas anteriores, os resultados das análises se encontram a seguir.

5.3.1. Coeficiente γ_Z

Conforme apresentado para a estrutura anterior, as forças, momentos e o respectivo γ_Z se encontram na tabela 19.

Tabela 19: Cálculo do γ_Z

γ_Z						
Andar	Cota (m)	Fh (kN)	M _{1,tot,d} (kN/m)	Fv (kN)	d (m)	ΔM_{tot} (kN/m)
10º Andar	30	13,12	393,6	661,44	0,1282	84,797
9º Andar	27	26,25	708,75	731,36	0,1254	91,713
8º Andar	24	26,25	630	731,36	0,1199	87,690
7º Andar	21	26,25	551,25	731,36	0,1118	81,766
6º Andar	18	23,25	418,5	731,36	0,1011	73,940
5º Andar	15	18,49	277,35	731,36	0,0880	64,360
4º Andar	12	22,26	267,12	731,36	0,0740	54,121
3º Andar	9	19,92	179,28	731,36	0,0561	41,029
2º Andar	6	18,84	113,04	731,36	0,0372	27,207
1º Andar	3	18,84	56,52	731,36	0,0169	12,360
Térreo	0	9,41	0	731,36	0,0000	0,000
			$\Sigma = 3595,410$			$\Sigma = 618,982$
$\gamma_Z =$			1,208			

5.3.2. Resultados obtidos

Nesta análise, além dos momentos da análise linear e não linear, será apresentado um terceiro momento. Este se trata de uma majoração de $0,95\gamma-Z$ do momento de 1º ordem para a consideração dos efeitos de 2ª ordem. Esta majoração é sugerida pela NBR 6118:2003 nos casos em que o $\gamma-Z$ da estrutura possua valores entre 1,1 e 1,3.

Os dados serão apresentados em gráficos e tabelas como anteriormente.

Tabela 20: Momentos nos Nós do 1º Pavimento

Momentos nos nós (kN.m)							
Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P- Δ	$0,95\cdot\gamma-z$	Linear	P- Δ	$0,95\cdot\gamma-z$
1º	1A	-64,83	-158,22	-74,40	61,23	134,23	70,27
	1B	-61,29	-171,34	-70,34	54,07	159,76	62,05
	1C	-41,67	-137,69	-47,82	14,26	90,77	16,36
	2A	-71,46	-160,63	-82,01	74,67	146,61	85,69
	2B	-61,73	-163,77	-70,84	54,95	157,67	63,06
	2C	-36,12	-124,59	-41,45	2,94	83,80	3,37
	3A	-64,83	-158,22	-74,40	61,23	134,23	70,27
	3B	-61,29	-171,34	-70,34	54,07	159,76	62,05
	3C	-41,67	-137,69	-47,82	14,26	90,77	16,36

Tabela 21: Diferença Percentual dos Momentos nos Nós do 1º Pavimento

Momentos nos nós (kN.m)		
Pilar	Diferença %	
	Base	Topo
1A	59%	54%
1B	64%	66%
1C	70%	84%
2A	56%	49%
2B	62%	65%
2C	71%	96%
3A	59%	54%
3B	64%	66%
3C	70%	84%

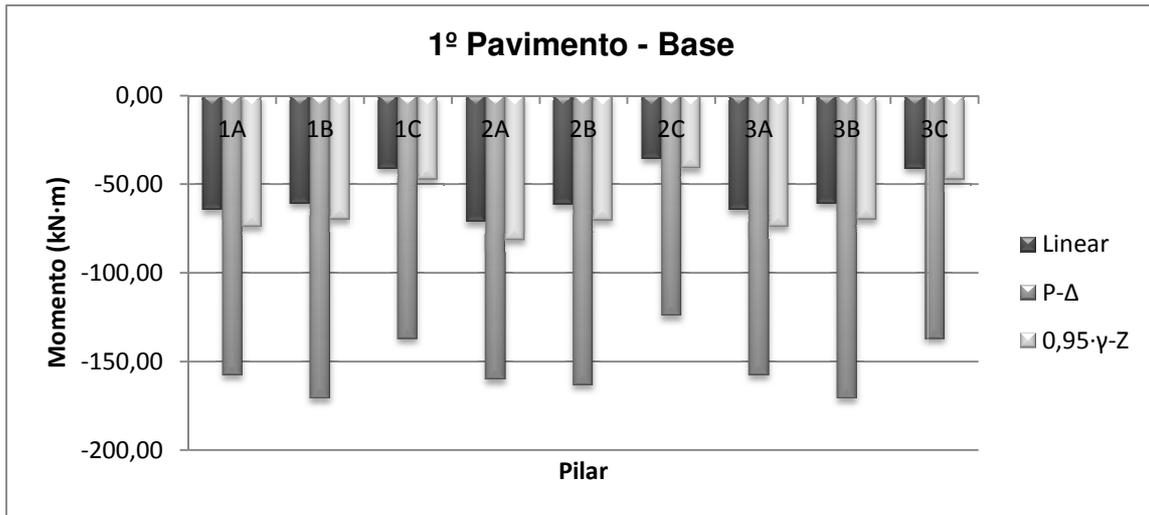


Gráfico 9: Momentos na base do 1º Pavimento

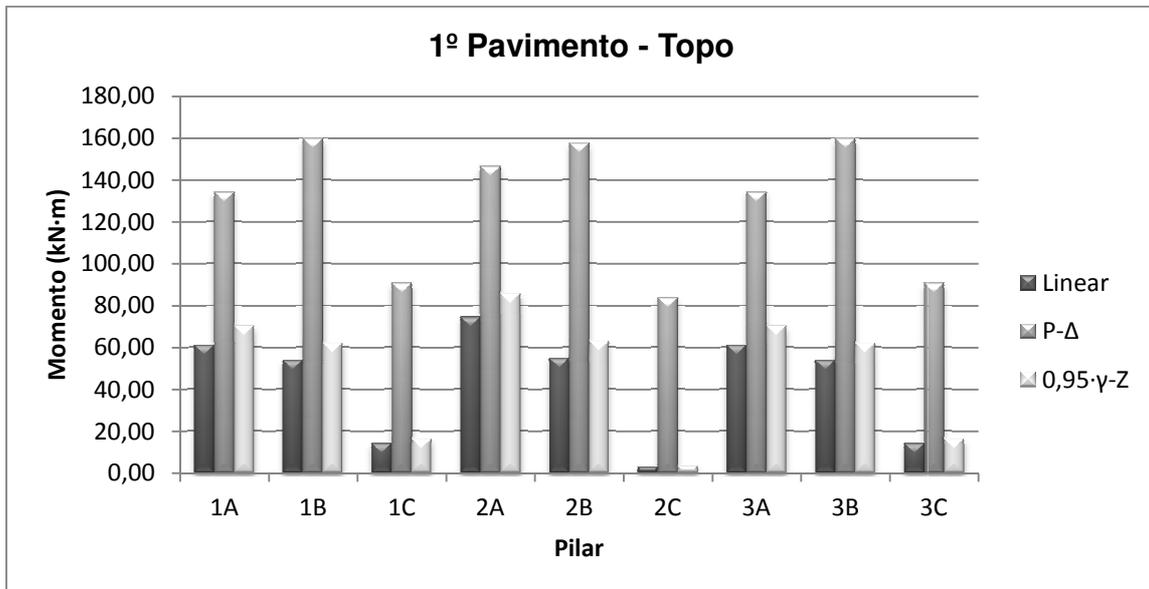


Gráfico 10: Momentos no topo do 1º Pavimento

Tabela 22: Momentos nos Nós do 10º Pavimento

Momentos nos nós (kN.m)							
Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P- Δ	0,95- γ -z	Linear	P- Δ	0,95- γ -z
10º	1A	-63,24	-63,95	-72,57	74,96	75,75	86,02
	1B	-3,98	1,96	-4,57	4,73	-5,91	5,43
	1C	59,92	59,77	68,76	-68,74	-68,04	-78,89
	2A	-90,15	-90,91	-103,46	105,03	105,71	120,53
	2B	-3,99	4,93	-4,58	4,78	-5,78	5,49
	2C	86,63	86,68	99,42	-98,82	-98,13	-113,41
	3A	-63,24	-63,95	-72,57	74,96	75,75	86,02
	3B	-3,98	1,96	-4,57	4,73	-5,91	5,43
	3C	59,92	59,77	68,76	-68,74	-68,04	-78,89

Tabela 23: Diferença Percentual dos Momentos nos Nós do 10º Pavimento

Momentos nos nós (kN.m)		
Pilar	Diferença %	
	Base	Topo
1A	1%	1%
1B	303%	180%
1C	0%	-1%
2A	1%	1%
2B	181%	183%
2C	0%	-1%
3A	1%	1%
3B	303%	180%
3C	0%	-1%

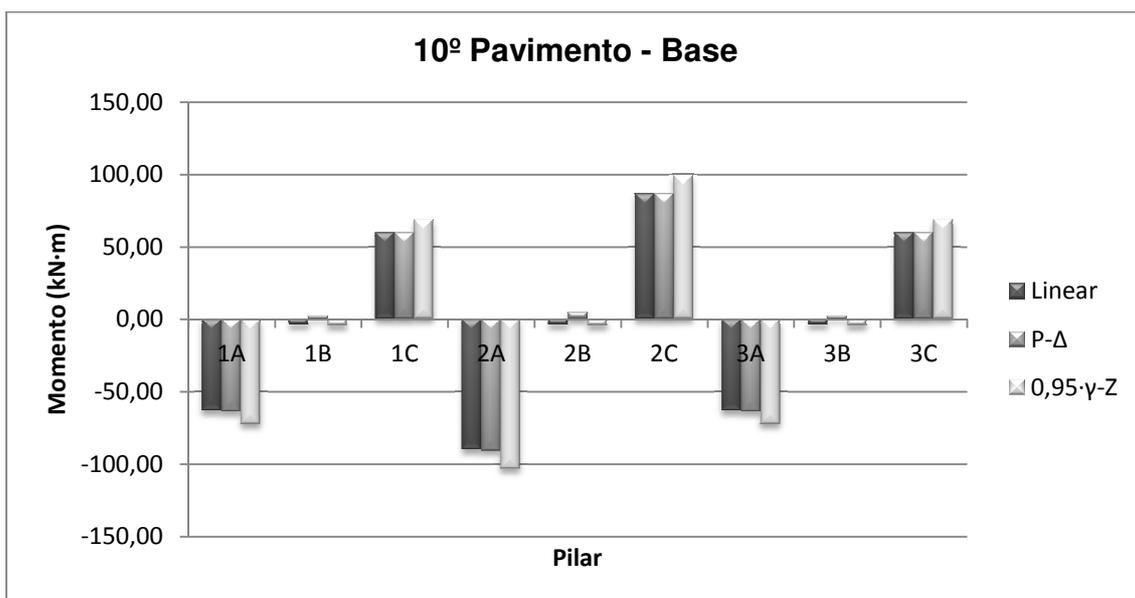


Gráfico 11: Momentos na base do 10º Pavimento

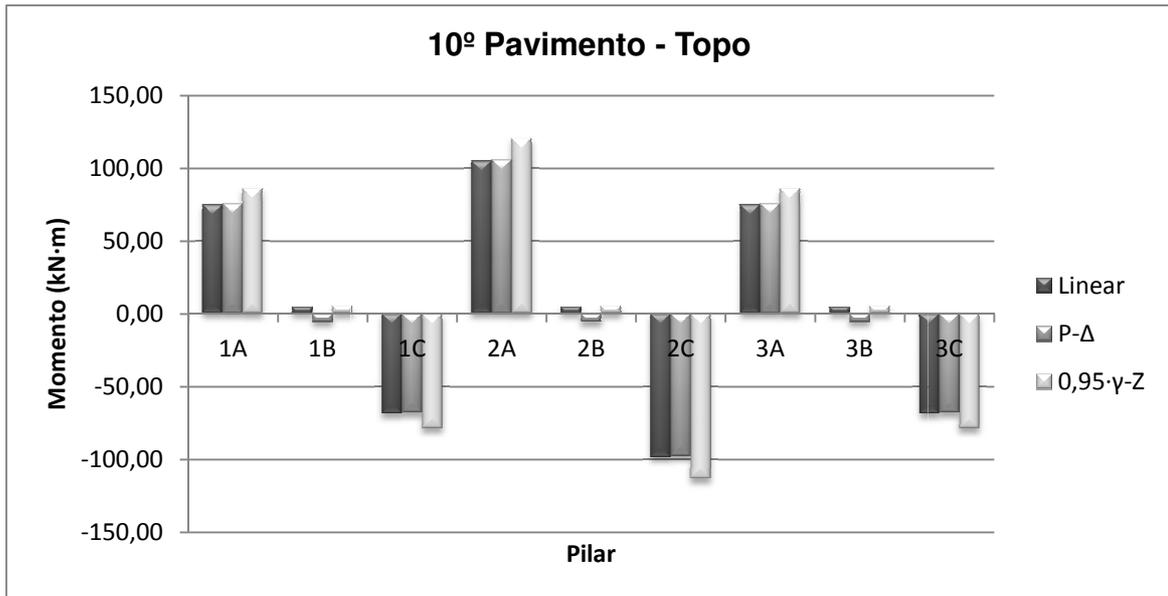


Gráfico 12: Momentos no topo do 10º Pavimento

5.3.3. Análise dos Resultados

Através dos gráficos obtidos, percebe-se que os efeitos do P- Δ são muito mais significativos na base da estrutura. Na medida em que sobem os pavimentos, há uma redução na diferença entre os esforços provenientes da análise em primeira ordem e em segunda ordem. Nos últimos pavimentos a diferença é quase nula.

A majoração pelo 0,95 γ -Z mostrou-se precisa nos pavimentos centrais (conforme pode-se observar nos gráficos no apêndice). Contudo, nos pavimentos inferiores, devido ao fato de que a diferença entre os esforços de primeira e segunda ordem ser muito alta, a majoração acaba sendo ineficaz. O oposto ocorre nos últimos pavimentos: devido à pouca diferença entre os esforços, a majoração por 0,95 γ -Z mostra-se desnecessária.

5.4. EDIFÍCIO 4

Nesta seção serão apresentados os resultados da análise do quarto edifício, conforme já explicitado.

5.4.1. Coeficiente γ_z

Na tabela 24 estão apresentados os esforços na estrutura e seu respectivo γ_z

Tabela 24: Cálculo do γ_z

γ_z						
Andar	Cota (m)	F _h (kN)	M _{l,tot,d} (kN/m)	F _v (kN)	d (m)	ΔM_{tot} (kN/m)
17ºAndar	48,3	46,36	2239,188	860,20	0,2345	201,717
16ºAndar	45,5	46,36	2109,38	1092,48	0,2276	248,648
15ºAndar	42,7	46,36	1979,572	1092,48	0,2187	238,925
14ºAndar	39,9	42,46	1694,154	1092,48	0,2089	228,218
13ºAndar	37,1	42,46	1575,266	1092,48	0,1980	216,310
12ºAndar	34,3	42,46	1456,378	1092,48	0,1860	203,201
11ºAndar	31,5	42,46	1337,49	1092,48	0,1731	189,108
10ºAndar	28,7	36,74	1054,438	1092,48	0,1593	174,031
9ºAndar	25,9	36,74	951,566	1092,48	0,1446	157,972
8ºAndar	23,1	36,74	848,694	1092,48	0,1293	141,257
7ºAndar	20,3	36,74	745,822	1092,48	0,1132	123,668
6ºAndar	17,5	34,3	600,25	1092,48	0,0966	105,533
5ºAndar	14,7	30,96	455,112	1092,48	0,0795	86,852
4ºAndar	11,9	30,96	368,424	1092,48	0,0622	67,952
3ºAndar	9,1	29,78	270,998	1092,48	0,0448	48,943
2ºAndar	6,3	29,78	187,614	1092,48	0,0277	30,262
1ºAndar	3,5	31,26	109,41	1092,48	0,0123	13,437
Térreo	0	17,38	0	1092,48	0,00000	0,000
			$\Sigma = 17983,756$			$\Sigma = 2476,034$
$\gamma_z =$				1,160		

5.4.2. Resultados obtidos

Assim como na análise anterior, será apresentado um terceiro momento além dos momentos provenientes da análise linear e não linear. Este se trata de uma majoração do momento de 1º ordem, definida pela norma para a consideração dos efeitos de 2ª ordem. Os dados serão apresentados em gráficos e tabelas como anteriormente, porém serão apresentados somente os gráficos dos pilares 1A e 6ª, uma vez que estes apresentaram uma maior sensibilidade ao acréscimo de momento na estrutura, sendo 2 gráficos por pilar para melhor visualização.

Tabela 25 - Momentos nos nós do pilar 1A

		Momentos nos nós (kN.m)							
Pilar	Pavimento	Base				Topo			
		Linear	P- Δ	Diferença	0,95- γ -z	Linear	P- Δ	Diferença	0,95- γ -z
1A	1	-107,24	-123,33	13,05%	-118,18	34,06	42,68	20,19%	37,54
	2	-68,92	-92,57	25,55%	-75,95	54,85	73,47	25,34%	60,45
	3	-69,53	-93,07	25,30%	-76,62	63,03	85,01	25,85%	69,46
	4	-63,87	-85,97	25,71%	-70,38	62,27	84,44	26,26%	68,62
	5	-59,32	-79,60	25,47%	-65,38	59,33	80,43	26,23%	65,38
	6	-54,56	-72,81	25,07%	-60,12	55,68	75,14	25,90%	61,36
	7	-49,27	-65,42	24,69%	-54,29	51,43	68,98	25,45%	56,67
	8	-43,42	-57,47	24,45%	-47,85	46,39	61,94	25,10%	51,12
	9	-37,59	-49,61	24,22%	-41,43	41,12	54,66	24,77%	45,32
	10	-31,68	-41,76	24,16%	-34,91	35,71	47,29	24,50%	39,35
	11	-25,65	-33,93	24,41%	-28,26	30,27	40,00	24,33%	33,36
	12	-19,12	-25,73	25,71%	-21,07	24,29	32,27	24,74%	26,77
	13	-12,66	-17,78	28,77%	-13,95	18,15	24,53	26,00%	20,00
	14	-6,23	-10,02	37,87%	-6,86	12,09	17,02	28,97%	13,32
	15	0,44	-2,23	119,99%	0,49	5,16	8,81	41,40%	5,69
	16	6,02	4,23	-42,24%	6,64	1,75	4,36	59,76%	1,93
	17	15,71	14,64	-7,33%	17,31	-19,95	-18,03	-10,69%	-21,99

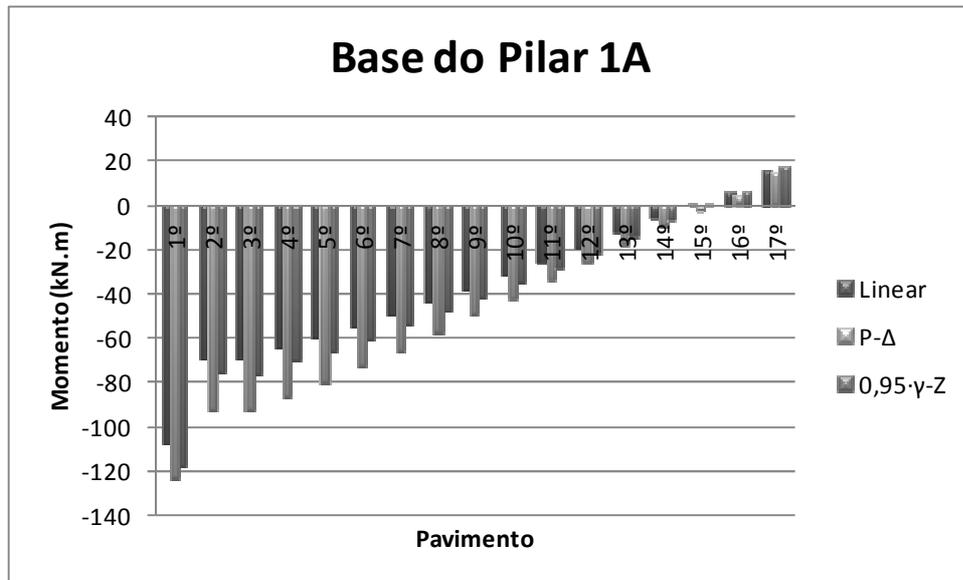


Gráfico 13 - Momentos na base do pilar 1ª

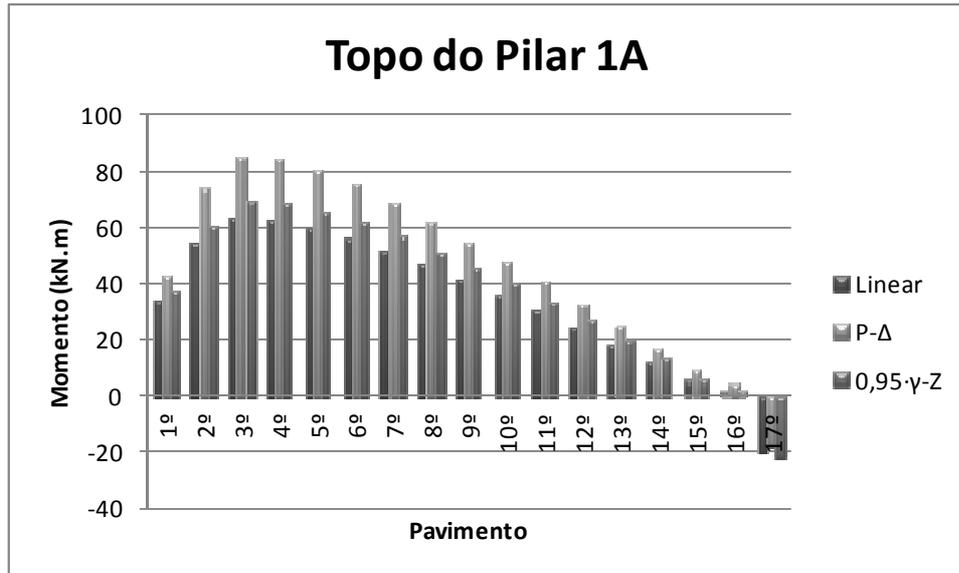


Gráfico 14 - Momentos no topo do pilar 1ª

Tabela 26 - Momentos nos nós do pilar 6A

		Momentos nos nós (kN.m)							
Pilar	Pavimento	Base				Topo			
		Linear	P-Δ	Diferença	0,95-γ-z	Linear	P-Δ	Diferença	0,95-γ-z
6A	1	33,78	42,25	20,05%	37,23	-106,86	-122,76	12,95%	-117,76
	2	54,79	73,29	25,25%	60,37	-68,97	-92,52	25,46%	-76,00
	3	63,05	84,94	25,77%	69,48	-69,57	-93,05	25,23%	-76,67
	4	62,29	84,39	26,18%	68,65	-63,89	-85,92	25,64%	-70,41
	5	59,35	80,37	26,16%	65,40	-59,34	-79,54	25,40%	-65,39
	6	55,69	75,08	25,82%	61,38	-54,57	-72,75	24,99%	-60,14
	7	51,44	68,93	25,37%	56,69	-49,28	-65,37	24,61%	-54,31
	8	46,41	61,89	25,02%	51,14	-43,43	-57,42	24,36%	-47,86
	9	41,14	54,62	24,68%	45,33	-37,61	-49,57	24,13%	-41,44
	10	35,72	47,25	24,41%	39,36	-31,69	-41,73	24,05%	-34,92
	11	30,29	39,97	24,22%	33,38	-25,66	-33,90	24,30%	-28,28
	12	24,30	32,24	24,62%	26,78	-19,13	-25,70	25,57%	-21,08
	13	18,16	24,50	25,86%	20,02	-12,67	-17,75	28,60%	-13,96
	14	12,10	17,00	28,80%	13,34	-6,24	-10,00	37,63%	-6,87
	15	5,17	8,79	41,15%	5,70	0,44	-2,20	120,12%	0,49
	16	1,76	4,33	59,44%	1,94	6,03	4,27	-41,32%	6,65
	17	-19,98	-18,08	-10,51%	-22,02	15,74	14,68	-7,18%	17,34

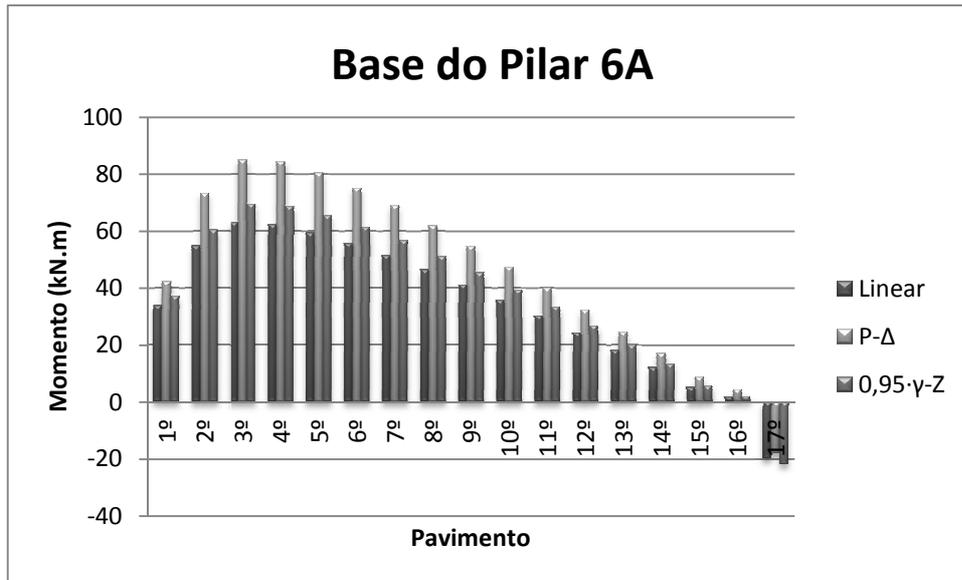


Gráfico 15 - Momentos na base do pilar 6A

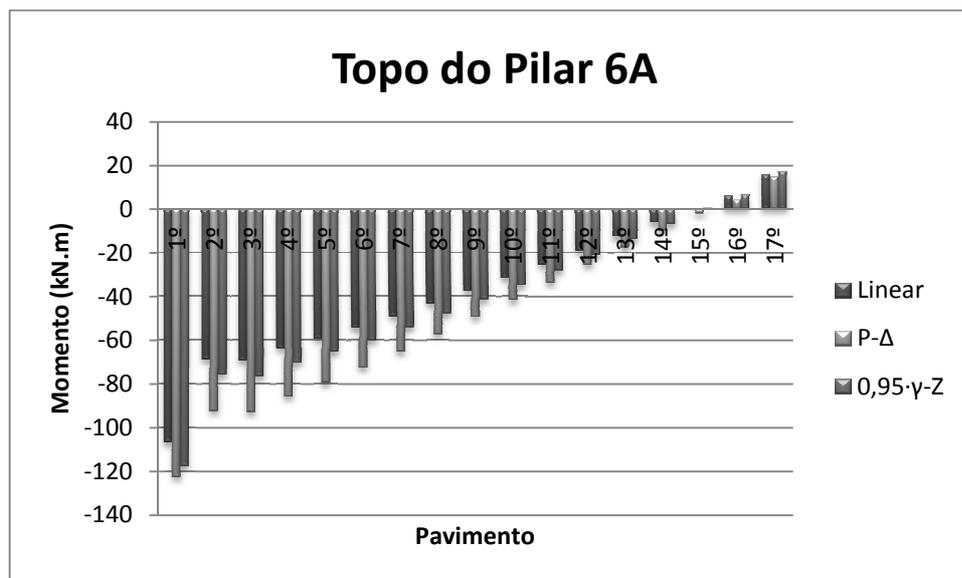


Gráfico 16 - Momentos no topo do pilar 6ª

5.4.3. Análise dos Resultados

Devido ao número de pavimentos ser maior que o do Edifício 1, o somatório dos momentos gerados pelas cargas verticais é maior. Conforme visto anteriormente, quanto maior o carregamento vertical em um edifício, maiores serão os efeitos de segunda ordem.

Outro fato a ser observado é de que quanto maior o edifício maior será a força do vento nele atuante, por consequência maiores serão os deslocamentos e assim

os esforços de segunda ordem tornam-se relevantes. Esse fato é explicado pela última análise, comparando os momentos de 1ª ordem e 2ª ordem vê-se um significativo acréscimo nos momentos na base da estrutura, o que não ocorria no Edifício 1.

Além disso, foi possível comparar os momentos de 2ª ordem com a majoração dos de 1ª ordem proposta pela norma. Apesar de em alguns casos tal majoração resultar em uma boa aproximação esta sempre trouxe momentos abaixo dos da análise pelo P- Δ .

6. CONCLUSÕES

Através deste trabalho foi possível aprimorar os conhecimentos de análise estrutural, incorporando os esforços de segunda ordem no cálculo de estruturas. Tais esforços podem ou não representar um acréscimo significativo nos momentos dos pilares, principalmente nos primeiros pavimentos, da estrutura em questão. Para avaliar a necessidade de seu cálculo a NBR 6118 propõe dois parâmetros: α e γ_z .

No trabalho utilizou-se do parâmetro γ_z que se apresentou como uma ótima avaliação da representatividade dos esforços de segunda ordem. Todas as estruturas que apresentaram γ_z abaixo do limite ($\gamma_z < 1,1$) da NBR para a análise não linear obtiveram acréscimos pequenos aos momentos devido ao deslocamento da estrutura. Já quando tais acréscimos eram relevantes as estruturas apresentaram um γ_z condizente ($1,1 < \gamma_z < 1,3$).

Porém a majoração proposta pela norma não forneceu bons resultados nestes casos, já que não se aproximava dos momentos alcançados pela análise através do método do P- Δ .

Logo, 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 dos efeitos de primeira ordem não corresponderão a realidade dos reais esforços.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G.M.S.; DEBS, A.L.H.C.E.; GIONGO, J.S. **Concreto Armado: Projeto de Pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. São Carlos. Notas de Aula – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2008.

CAMPOÓ; CORRÊA; RAMALHO. **Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios de Alvenaria Estrutural**. Escola de Engenharia de São Carlos, USP: Revista Minerva, 2005

CECCON, J. L. **Análise dos Efeitos de Segunda Ordem em Pilares Solicitados a Flexão Oblíqua Composta**. São Paulo. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2008.

DELGADO, J. M. **Efeitos de 2ª Ordem em Estruturas Tridimensionais**. Porto. Tese (Mestrado) – Universidade do Porto – Portugal, 1993.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto – Solicitações normais**. Rio de Janeiro. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1981.

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

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.

PAULA, C. F. **Contribuição ao estudo das respostas numéricas não lineares estática e dinâmica de estruturas reticuladas planas**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo., 2001.

NBR 6118:2003. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**.

NBR 6120:1980. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**.

NBR 6123:1987. **Forças devidas ao vento em edificações**.

SANTURIAN, S. **Não Linearidade Geométrica em Pórticos Planos de Concreto Armado. São Paulo.** Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Anhembi Morumbi, 2008.

PIRES, A. L.; OLIVEIRA, G. S.; SOUZA, A. L. A. C. **Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta.** Artigo Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.7, p.9-19, Setembro, 2005.

APÊNDICE

Edifício 1

Tabela 27: Momentos nos Nós do 2º Pavimento

Pavimento	Pilar	Momentos nos nós (kN-m)			
		Base		Topo	
		Linear	Não Linear	Linear	Não Linear
2º	1A	-81,74	-83,45	73,81	75,43
	1B	32,36	30,75	-27,43	-25,91
	2B	-102,8	-105,41	89,64	91,97
	2C	35,6	32,99	-29,67	-27,4
	3A	-62,81	-65,92	57,51	60,25
	3C	-23,44	-26,41	19,49	22
	4A	-62,09	-65,17	57,39	60,13
	4C	-23,64	-26,64	19,54	22,05
	5A	-102,99	-105,63	89,7	92,03
	5B	35,34	32,71	-29,57	-27,3
	6A	-81,77	-83,49	73,8	75,42
	6B	32,33	30,72	-27,43	-25,92

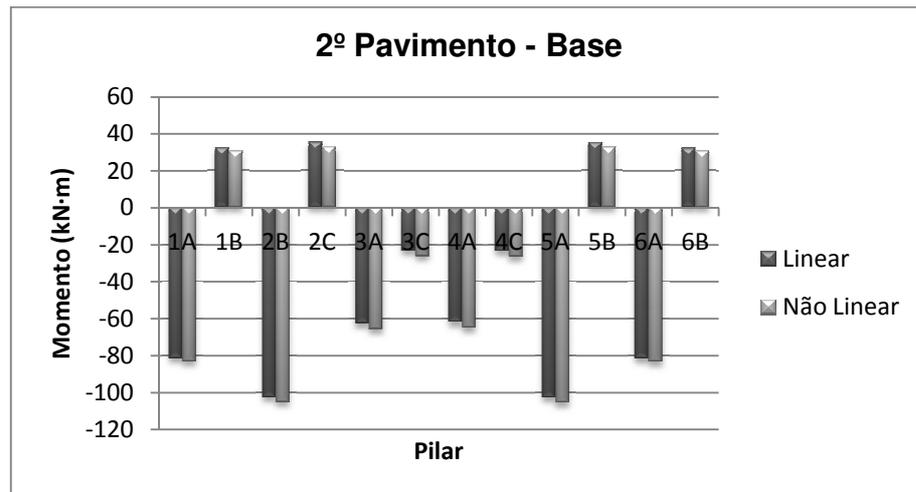


Gráfico 17: Momento na Base do 2º Pavimento

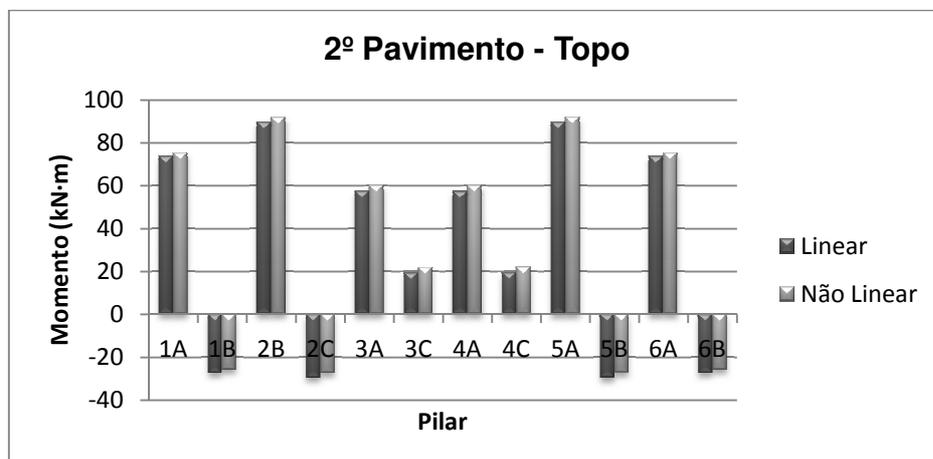


Gráfico 18: Momento no Topo do 2º Pavimento

Tabela 28: Momentos nos Nós do 3º Pavimento

Pavimento	Pilar	Momentos nos nós (kN·m)			
		Base		Topo	
		Linear	Não Linear	Linear	Não Linear
3º	1A	-67,12	-68,32	70,56	71,99
	1B	26,03	24,45	-25,02	-23,52
	2B	-75,41	-76,76	35,25	89,29
	2C	86,89	33,89	-26,17	-23,75
	3A	-46,76	-48,52	57,63	60,41
	3C	-11,79	-13,37	20	22,57
	4A	-46,78	-48,53	57,62	60,4
	4C	-11,63	-13,2	19,93	22,51
	5A	-75,34	-76,69	86,88	89,28
	5B	35,28	33,92	-26,15	-23,72
	6A	-67,15	-68,35	70,58	72,01
	6B	26,05	24,72	-25	-23,5

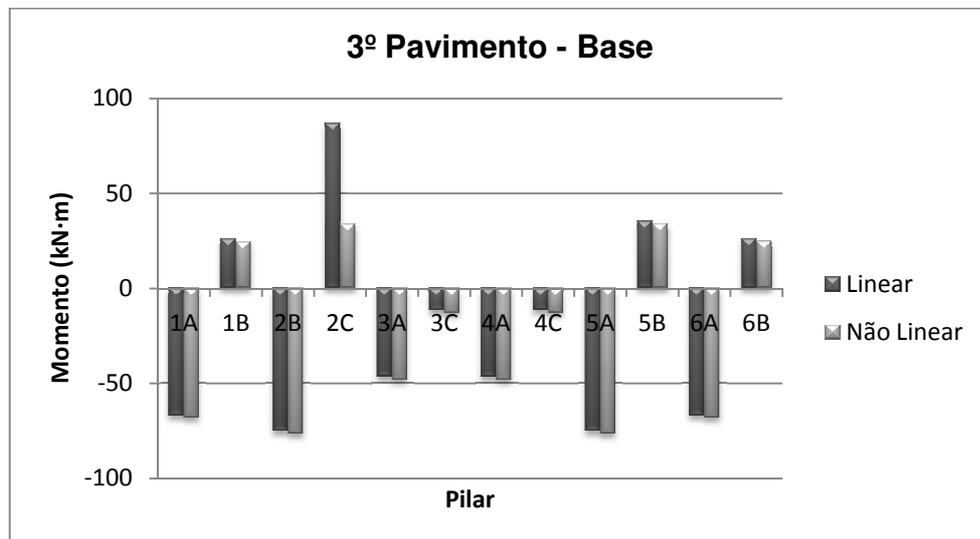


Gráfico 19: Momento na Base do 3º Pavimento

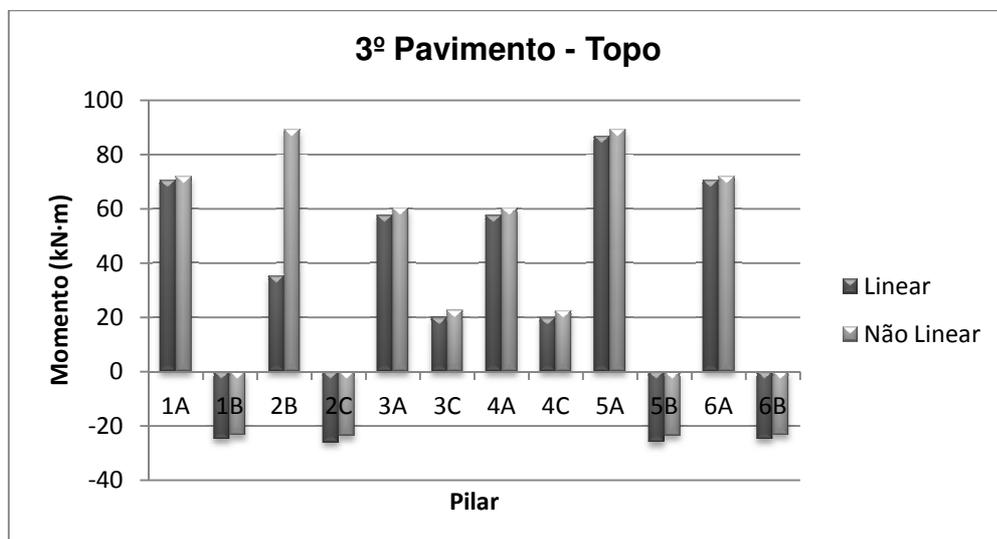


Gráfico 20: Momento no Topo do 3º Pavimento

Tabela 29: Momentos nos Nós do 4º Pavimento

Momentos nos nós (kN·m)					
Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não Linear	Linear	Não Linear
4º	1A	-64,54	-65,34	67,99	69,08
	1B	32,45	31,65	-28,44	-27,32
	2B	-68,19	-68,75	83,11	85,05
	2C	45,09	44,58	-29,3	-27,35
	3A	-38,7	-39,49	53,82	56,02
	3C	-3,16	-3,83	16,35	18,4
	4A	-38,63	-39,43	53,79	55,98
	4C	-3,09	-3,76	21,63	18,35
	5A	-68,15	-68,7	83,08	85,03
	5B	45,1	44,59	-29,3	-27,35
	6A	-64,55	-65,36	68,01	69,1
	6B	32,43	31,64	-28,42	-27,3

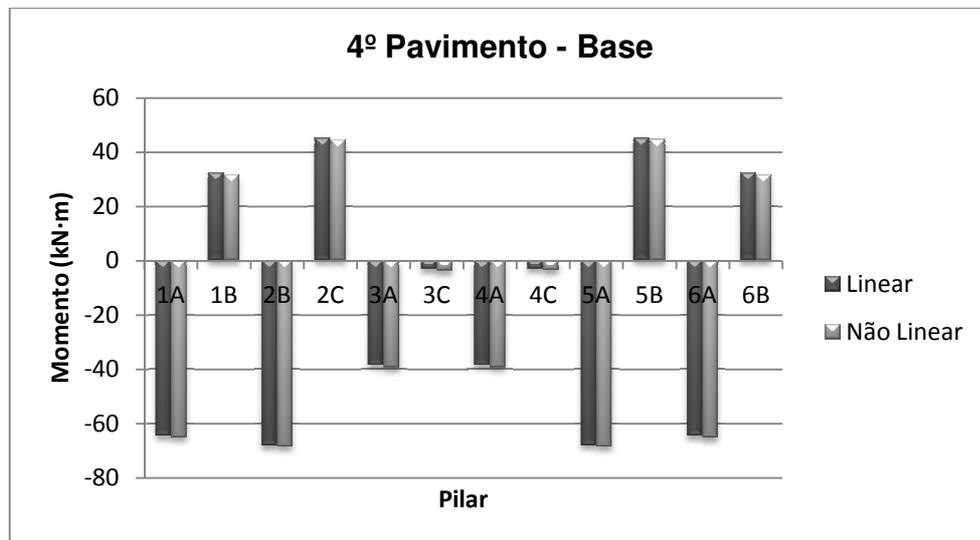
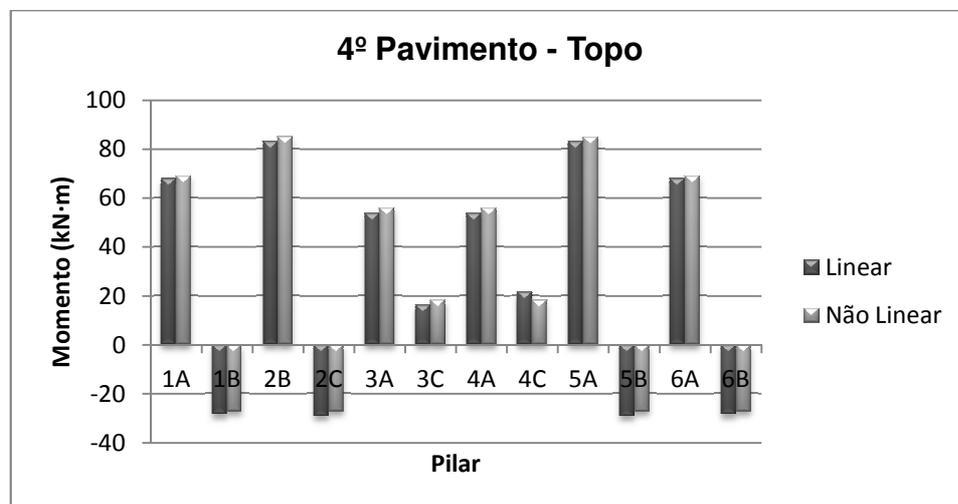
**Gráfico 21: Momento na Base do 5º Pavimento****Gráfico 22: Momento no Topo do 4º Pavimento**

Tabela 30: Momentos nos Nós do 5º Pavimento

Pavimento	Pilar	Momentos nos nós (kN·m)			
		Base		Topo	
		Linear	Não Linear	Linear	Não Linear
5º	1A	-59,71	-60,16	64,27	64,98
	1B	36,86	36,42	-33,03	-32,31
	2B	-60,09	-60,18	77,2	78,55
	2C	51,72	51,67	-34,58	-33,27
	3A	-31,05	-31,26	48,59	50,05
	3C	16,35	4,21	10,26	11,63
	4A	-31,02	-31,22	48,55	50,02
	4C	4,38	4,38	10,22	11,58
	5A	-60,05	-60,14	77,16	78,51
	5B	51,73	51,69	-34,59	-33,28
	6A	-59,72	-60,17	64,28	65
	6B	36,89	36,41	-33,02	-32,3

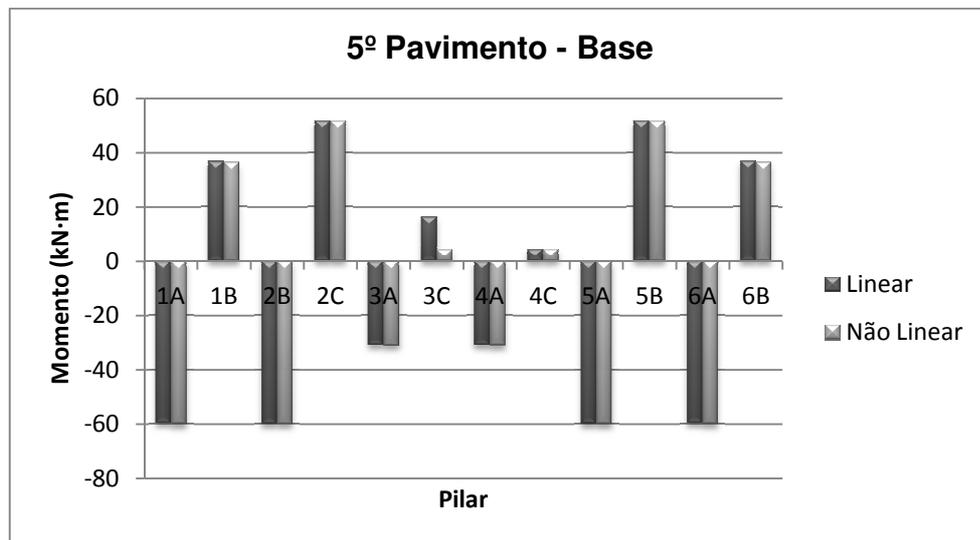


Gráfico 23: Momento na Base do 5º Pavimento

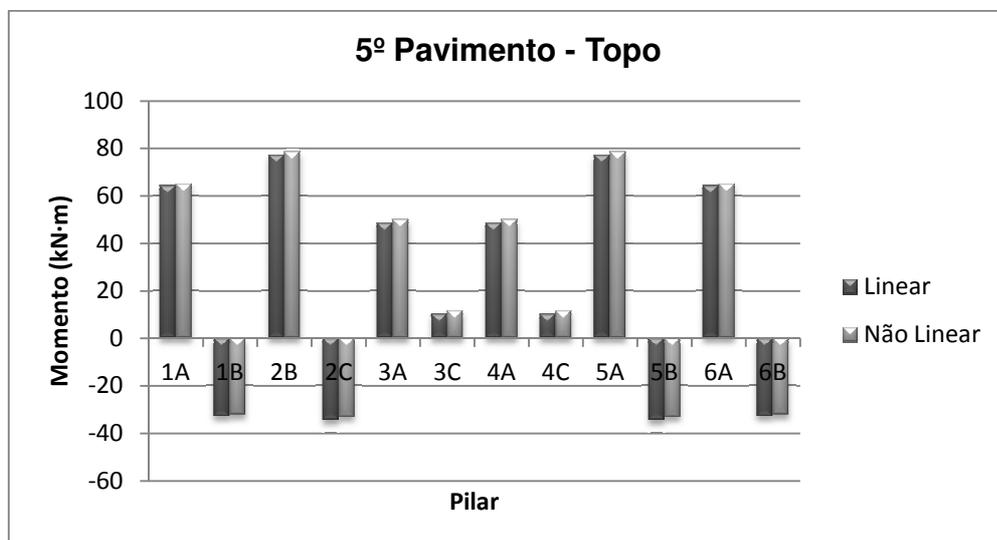


Gráfico 24: Momento no Topo do 5º Pavimento

Tabela 31: Momentos nos Nós do 6º Pavimento

Pavimento	Pilar	Momentos nos nós (kN·m)			
		Base		Topo	
		Linear	Não Linear	Linear	Não Linear
6º	1A	-54,82	-55,01	57	57,36
	1B	40,31	40,1	-34,51	-34,07
	2B	-53,94	-53,82	70,61	71,35
	2C	57,19	57,35	-39,16	-38,37
	3A	-23,29	-23,19	10,26	36,57
	3C	35,79	10,21	6,24	7,18
	4A	-23,26	-23,15	35,76	36,54
	4C	10,22	10,25	6,31	7,05
	5A	-53,9	-53,78	70,58	71,32
	5B	57,2	57,36	-39,18	-38,39
	6A	-54,83	-55,02	57,01	57,37
	6B	40,3	40,09	-34,51	-34,06

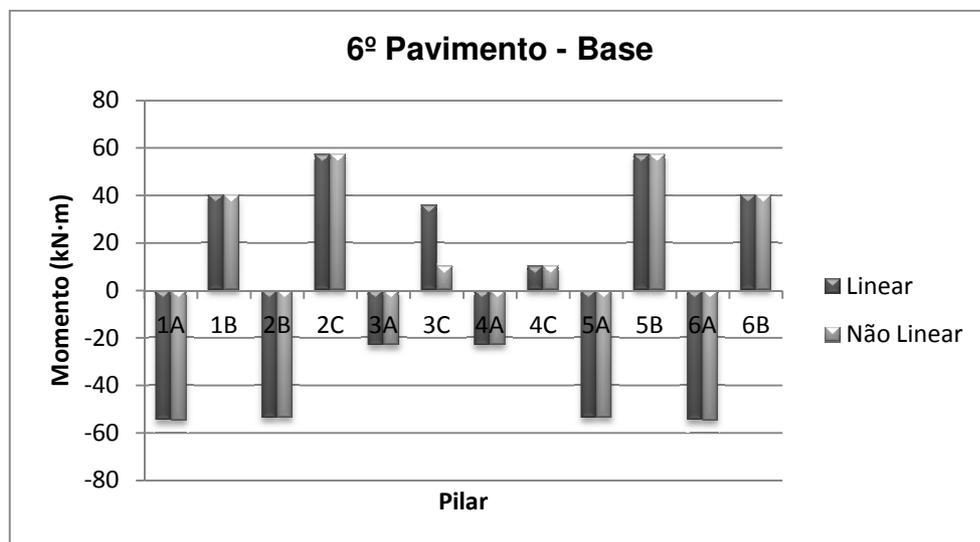


Gráfico 25: Momento na Base do 6º Pavimento

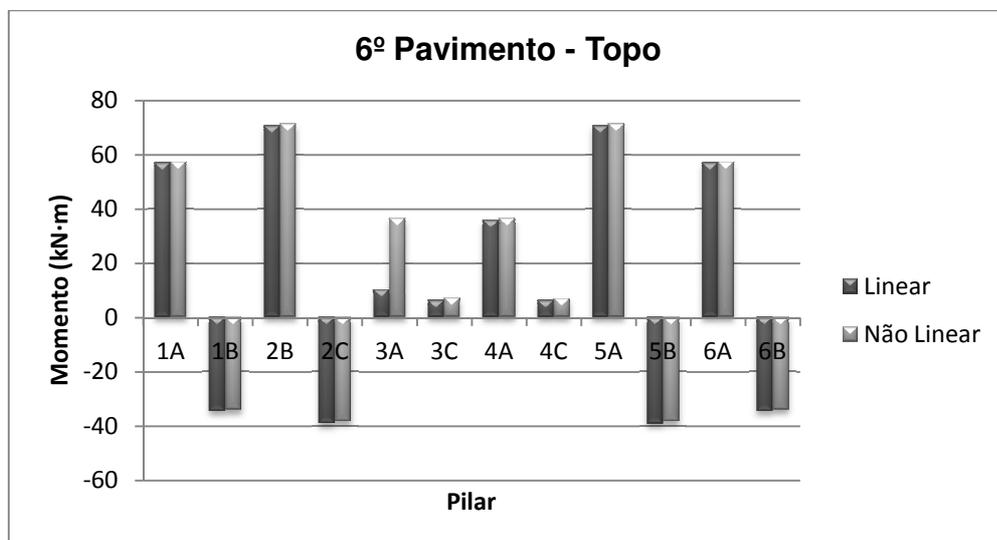


Gráfico 26: Momento no Topo do 6º Pavimento

Edifício 2

Tabela 32 - Momentos nos nós do 2º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
2º	1A	93,98	103,17	-76,62	-81,55
	1B	71,04	84,52	-56,38	-66,08
	1C	-5,92	3,24	-17,88	12,99
	2A	126,89	136,36	-107,76	-113,14
	2B	75,09	89,06	-60,51	-70,96
	2C	34,53	-25,17	44,48	-39,17
	3A	93,98	103,17	-76,62	-81,55
	3B	71,04	84,52	-56,38	-66,08
	3C	-5,92	3,24	-17,88	12,99

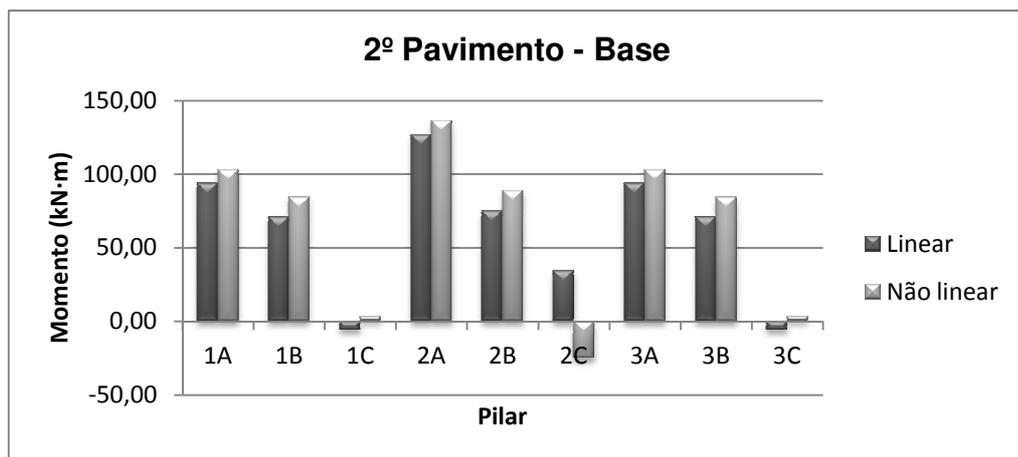


Gráfico 27 - Momentos na base do 2º pavimento

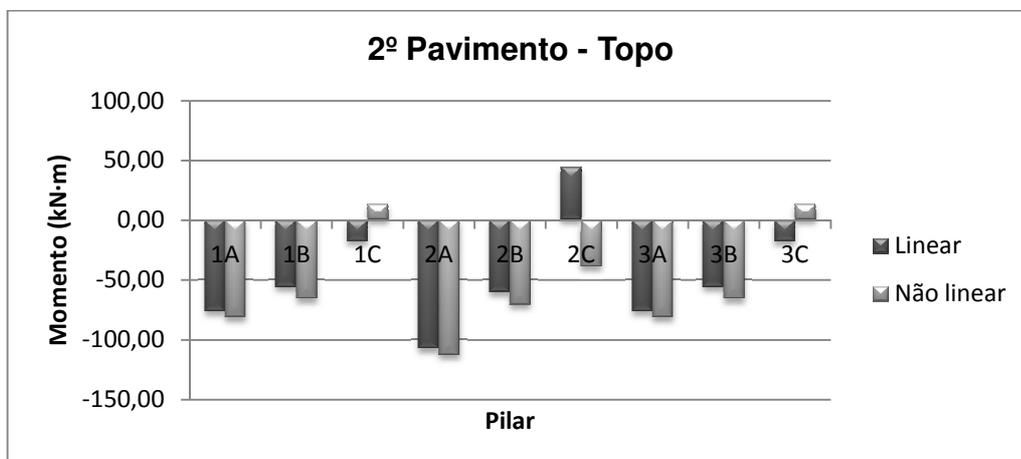


Gráfico 28 - Momentos no topo do 2º pavimento

Tabela 33 - Momentos nos nós do 3º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
3º	1A	76,31	82,06	-82,44	-89,04
	1B	55,86	66,59	-59,68	-71,10
	1C	17,94	-12,15	15,27	-8,60
	2A	106,89	113,04	-113,76	-120,72
	2B	60,01	71,48	-63,70	-75,81
	2C	43,65	-37,41	41,98	-34,89
	3A	76,31	82,06	-82,44	-89,04
	3B	55,86	66,59	-59,68	-71,10
	3C	17,94	-12,15	15,27	-8,60

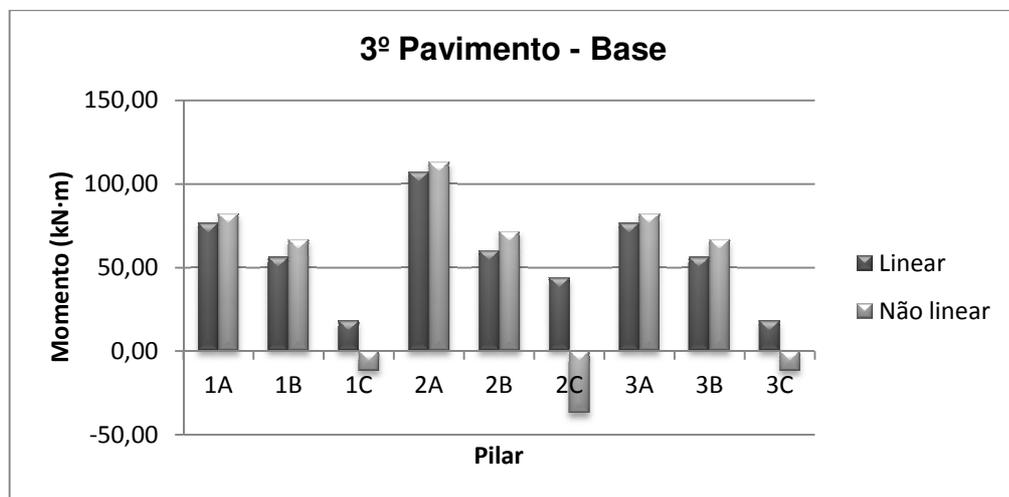


Gráfico 29 - Momentos na base do 3º pavimento

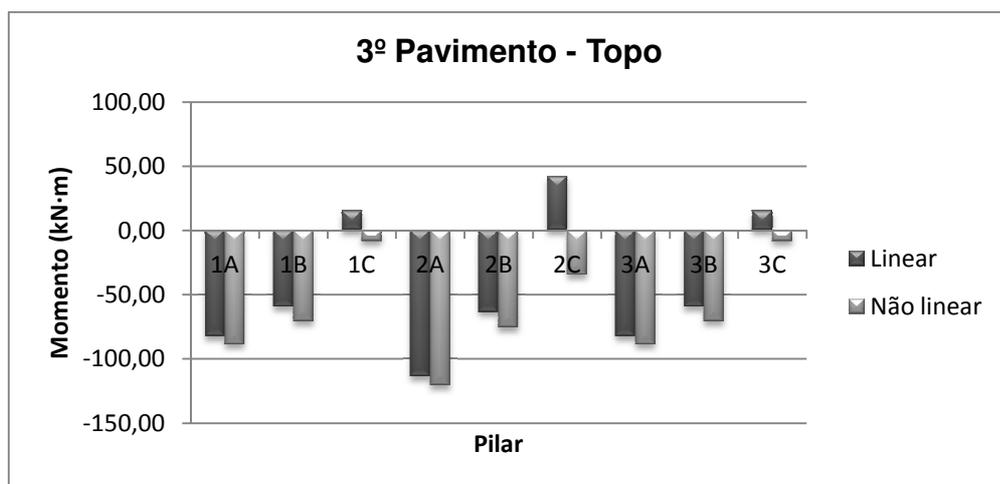


Gráfico 30 - Momentos no topo do 3º pavimento

Tabela 34 - Momentos nos nós do 4º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
4º	1A	72,51	75,90	-83,65	-89,89
	1B	46,18	53,94	-55,35	-65,61
	1C	29,24	-25,88	19,62	-13,35
	2A	104,58	108,38	-115,85	-122,39
	2B	49,93	58,38	-58,91	-69,73
	2C	57,06	-53,31	47,78	-41,19
	3A	72,51	75,90	-83,65	-89,89
	3B	46,18	53,94	-55,35	-65,61
	3C	29,24	-25,88	19,62	-13,35

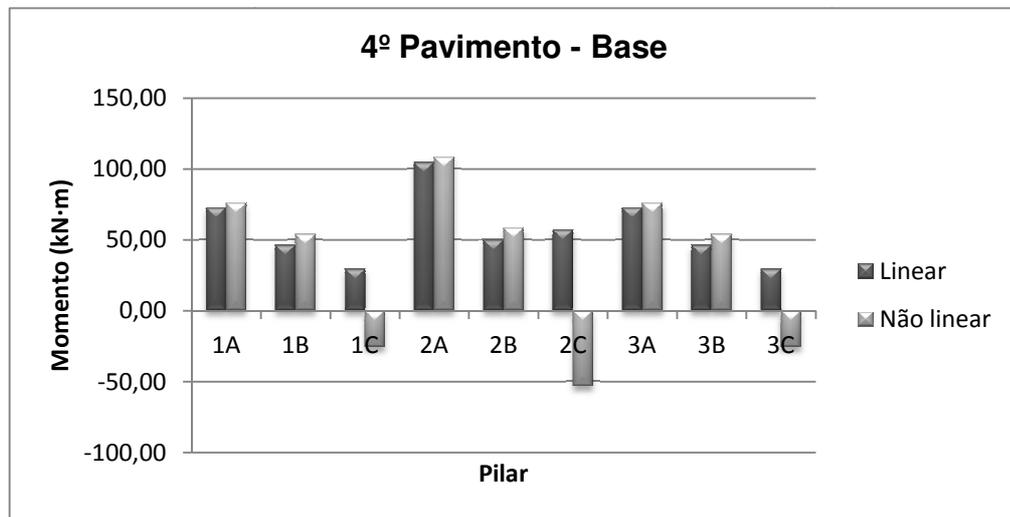


Gráfico 31 - Momentos na base do 4º pavimento

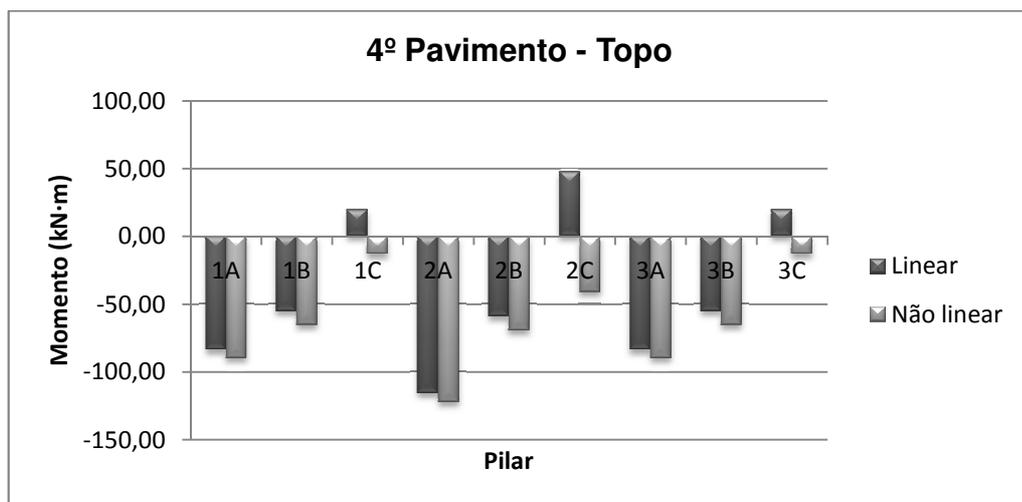


Gráfico 32 - Momentos no topo do 4º pavimento

Tabela 35 - Momentos nos nós do 5º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
5º	1A	69,47	71,33	-82,51	-87,61
	1B	37,62	42,91	-48,61	-56,76
	1C	36,52	-34,68	24,99	-19,86
	2A	101,94	104,12	-115,14	-120,46
	2B	40,82	46,66	-51,60	-60,17
	2C	65,35	63,18	54,22	48,85
	3A	69,47	71,33	-82,51	-87,61
	3B	37,62	42,91	-48,61	-56,76
	3C	36,52	-34,68	24,99	-19,86

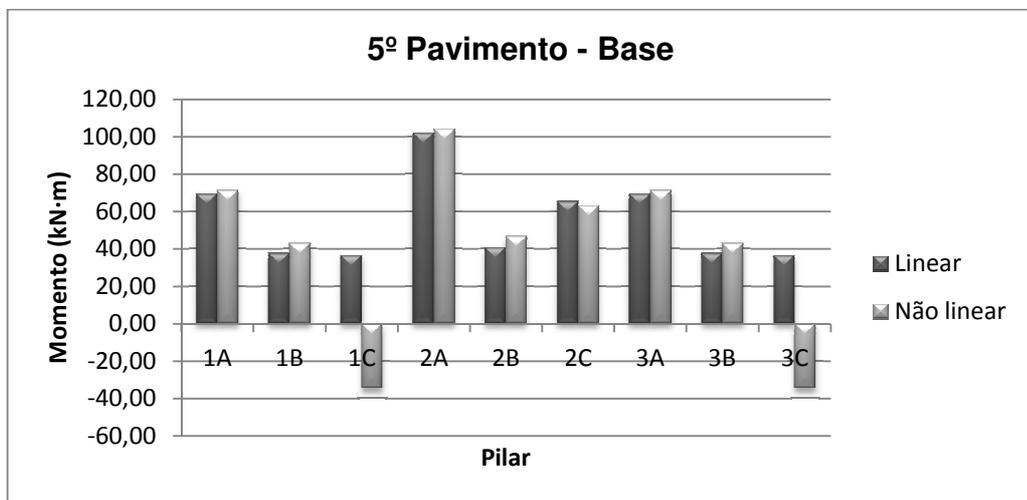


Gráfico 33 - Momentos na base do 5º pavimento

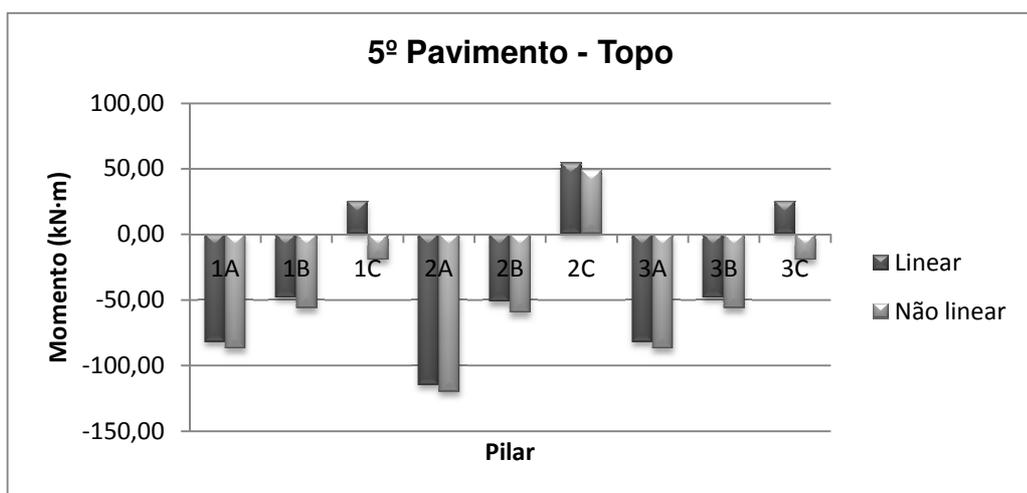


Gráfico 34 - Momentos no topo do 5º pavimento

Tabela 36 - Momentos nos nós do 6º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
6º	1A	66,96	67,84	-80,56	-84,40
	1B	29,54	32,89	-41,16	-47,13
	1C	42,97	42,10	30,64	26,79
	2A	99,83	100,94	-113,54	-117,52
	2B	32,15	35,89	-43,56	-49,80
	2C	72,86	71,77	60,90	56,88
	3A	66,96	67,84	-80,56	-84,40
	3B	29,54	32,89	-41,16	-47,13
	3C	42,97	42,10	30,64	26,79

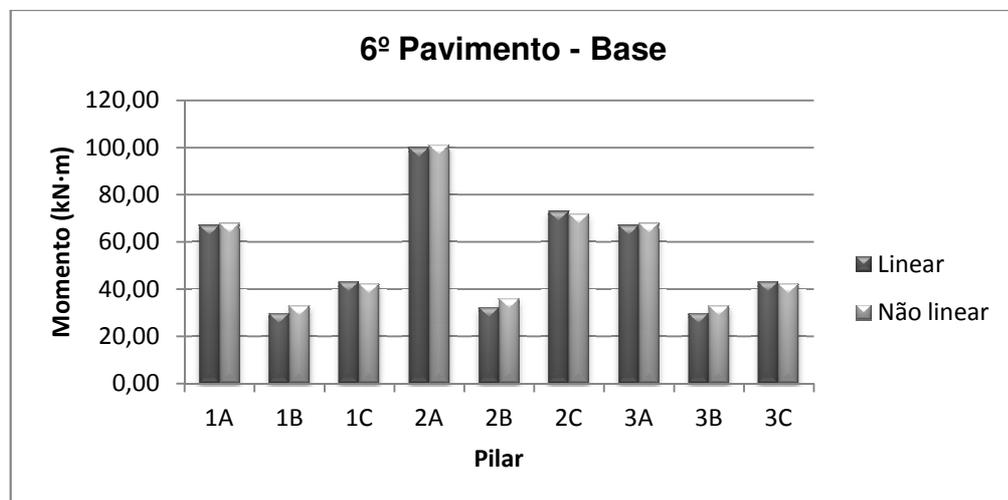


Gráfico 35 - Momentos na base do 6º pavimento

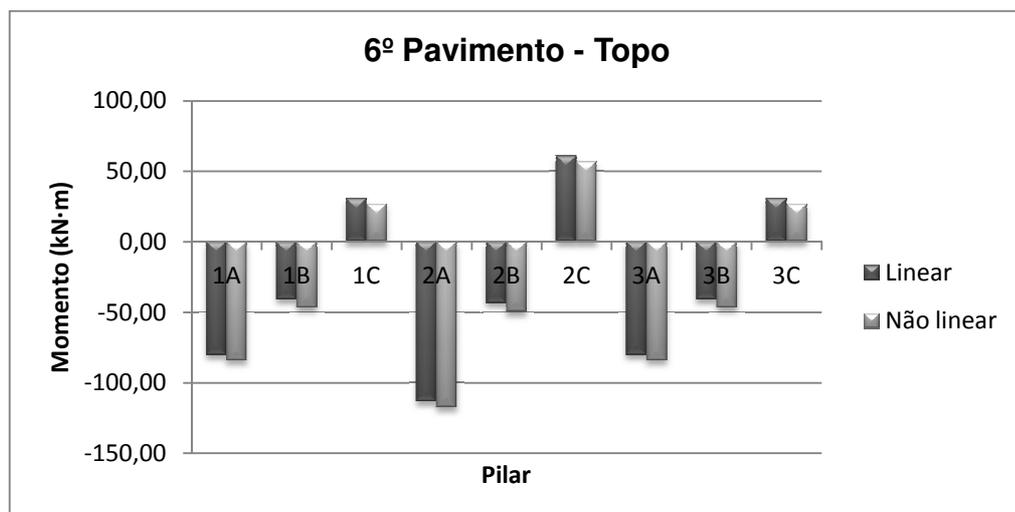


Gráfico 36 - Momentos no topo do 6º pavimento

Tabela 37 - Momentos nos nós do 7º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
7º	1A	64,24	64,50	-77,71	-80,37
	1B	21,62	23,51	-33,44	-37,48
	1C	48,69	48,45	35,80	33,11
	2A	97,26	97,67	-110,64	-113,38
	2B	23,63	25,78	-35,24	-39,45
	2C	79,41	79,02	66,68	63,90
	3A	64,24	64,50	-77,71	-80,37
	3B	21,62	23,51	-33,44	-37,48
	3C	48,69	48,45	35,80	33,11

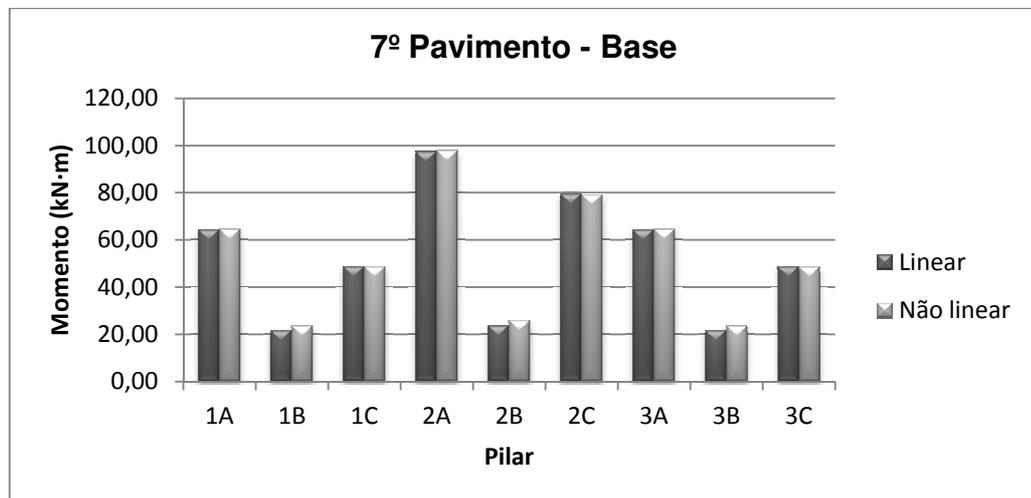


Gráfico 37 - Momentos na base do 7º pavimento

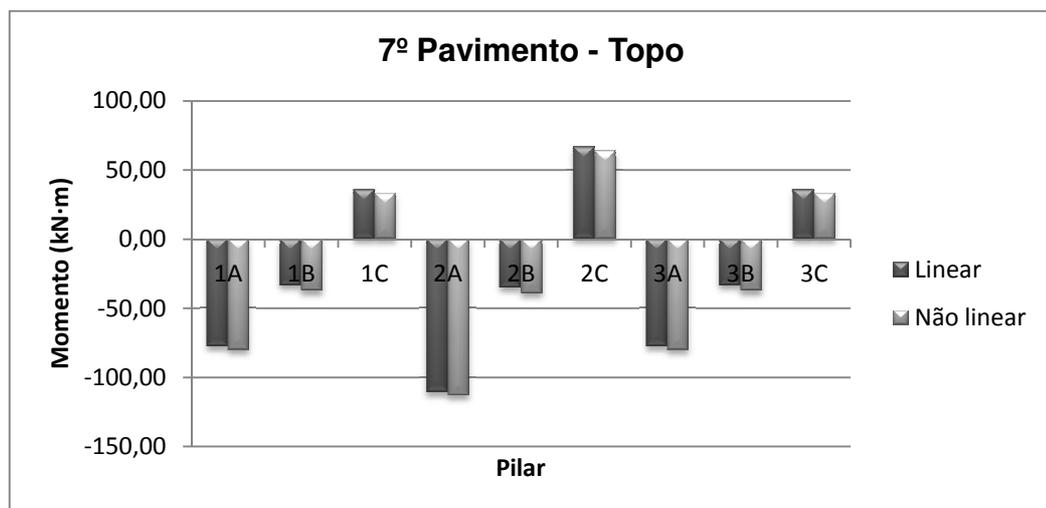


Gráfico 38 - Momentos no topo do 7º pavimento

Tabela 38 - Momentos nos nós do 8º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
8º	1A	61,80	61,69	-76,28	-77,97
	1B	13,91	14,79	-25,62	-28,09
	1C	54,33	54,46	42,85	41,18
	2A	95,18	95,18	-110,32	-112,06
	2B	15,34	-16,37	-26,84	29,40
	2C	86,09	86,15	75,52	73,82
	3A	61,80	61,69	-76,28	-77,97
	3B	13,91	14,79	-25,62	-28,09
	3C	54,33	54,46	42,85	41,18

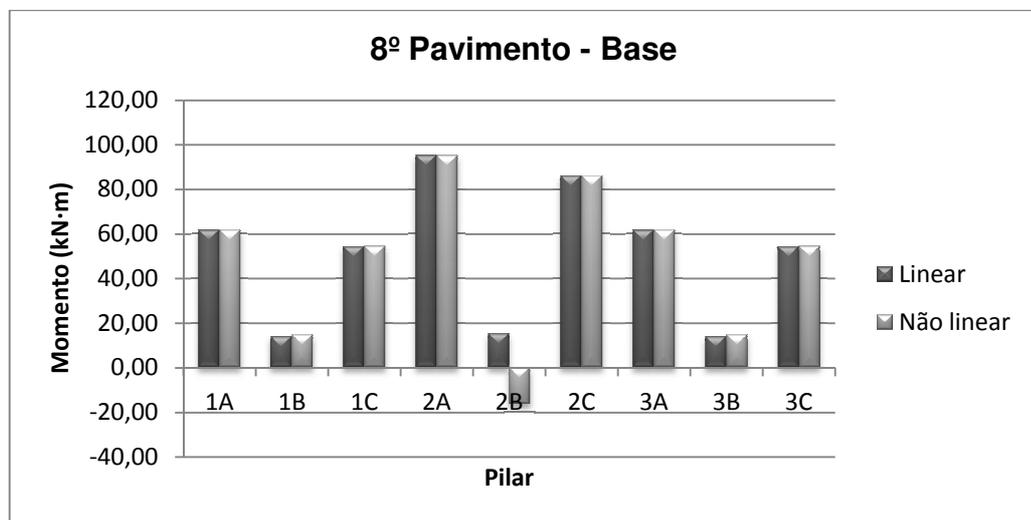


Gráfico 39 - Momentos na base do 8º pavimento

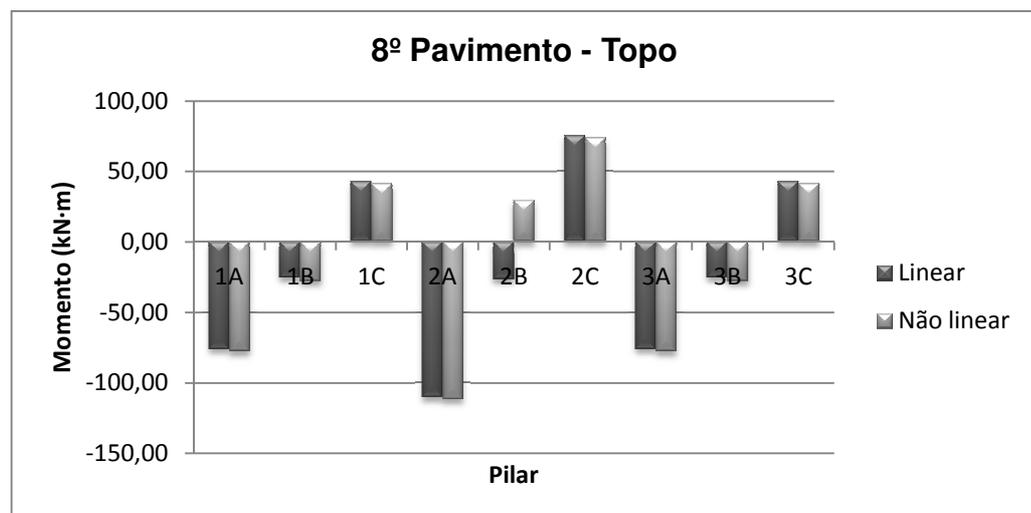


Gráfico 40 - Momentos no topo do 8º pavimento

Tabela 39 - Momentos nos nós do 9º pavimento

Pavimento	Pilar	Base		Topo	
		Linear	Não linear	Linear	Não linear
9º	1A	56,89	56,62	-62,50	-63,40
	1B	6,65	6,91	-17,15	-18,44
	1C	56,64	56,91	38,28	37,34
	2A	88,83	88,59	-91,11	-91,98
	2B	7,52	-7,84	-17,83	19,15
	2C	87,58	87,80	66,08	65,09
	3A	56,89	56,62	-62,50	-63,40
	3B	6,65	6,91	-17,15	-18,44
	3C	56,64	56,91	38,28	37,34

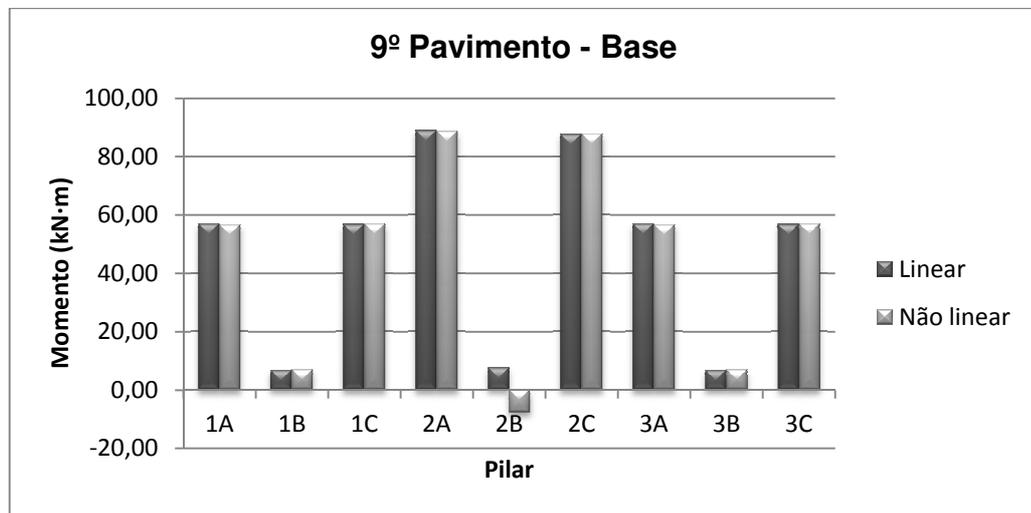


Gráfico 41 - Momentos na base do 9º pavimento

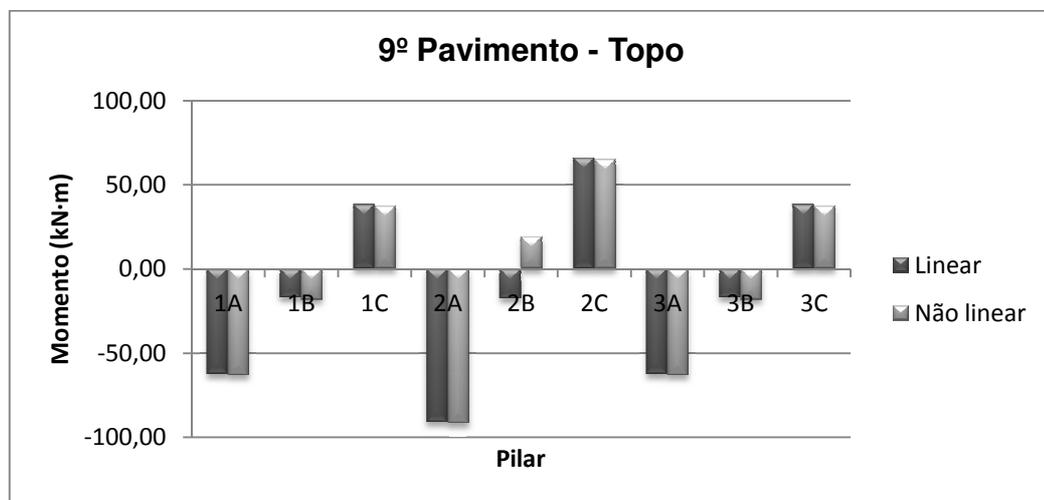


Gráfico 42 - Momentos no topo do 9º pavimento

Edifício 3

Tabela 40: Momentos nos Nós do 2º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P- Δ	0,95- γ -z	Linear	P- Δ	0,95- γ -z
2º	1A	-72,62	-164,97	-83,34	73,75	167,12	84,64
	1B	-60,22	-201,28	-69,11	59,50	200,05	68,28
	1C	-1,79	-96,28	-2,05	1,89	98,17	2,17
	2A	-92,58	-184,62	-106,24	93,70	186,20	107,53
	2B	-61,48	-199,13	-70,55	60,75	198,18	69,72
	2C	15,29	-80,63	17,55	-15,35	82,24	-17,62
	3A	-72,62	-164,97	-83,34	73,75	167,12	84,64
	3B	-60,22	-201,28	-69,11	59,50	200,05	68,28
	3C	-1,79	-96,28	-2,05	1,89	98,17	2,17

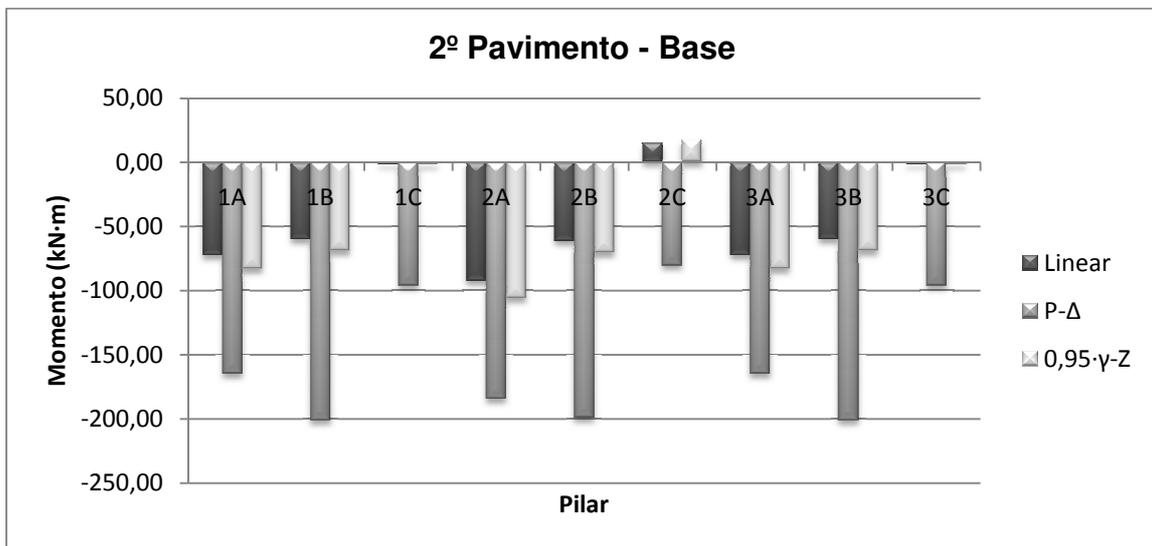


Gráfico 43: Momentos na base do 2º Pavimento

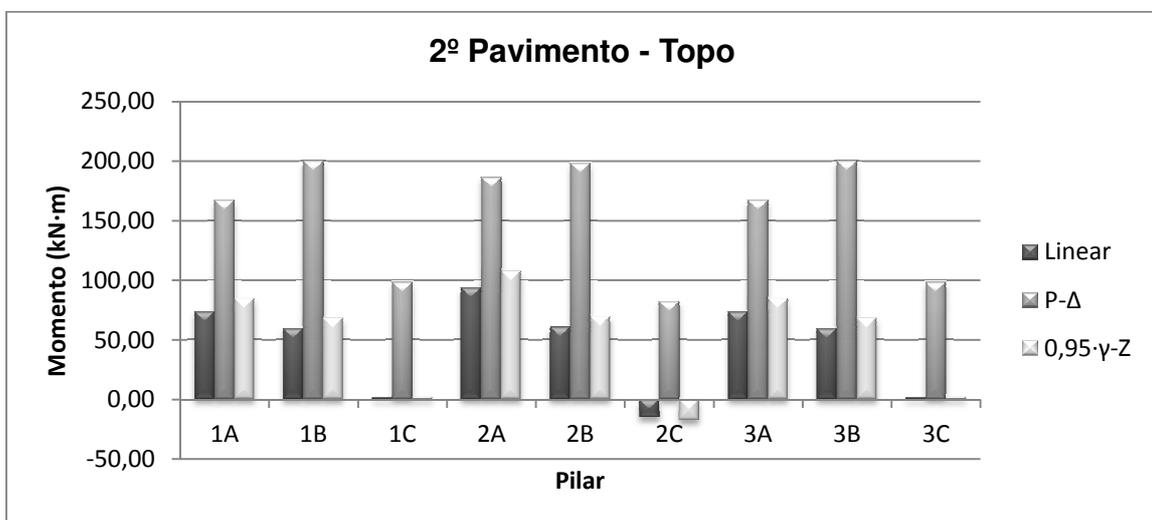


Gráfico 44: Momentos no topo do 2º Pavimento

Tabela 41: Momentos nos Nós do 3º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P- Δ	0,95- γ -z	Linear	P- Δ	0,95- γ -z
3º	1A	-71,65	-134,84	-82,23	74,34	143,32	85,31
	1B	-53,40	-155,71	-61,28	53,85	156,38	61,80
	1C	4,47	-59,91	5,13	-5,03	66,63	-5,77
	2A	-92,12	-156,04	-105,72	95,33	163,27	109,40
	2B	-54,57	-155,79	-62,62	54,96	157,50	63,07
	2C	22,48	-44,39	25,80	-23,65	49,44	-27,14
	3A	-71,65	-134,84	-82,23	74,34	143,32	85,31
	3B	-53,40	-155,71	-61,28	53,85	156,38	61,80
	3C	4,47	-59,91	5,13	-5,03	66,63	-5,77

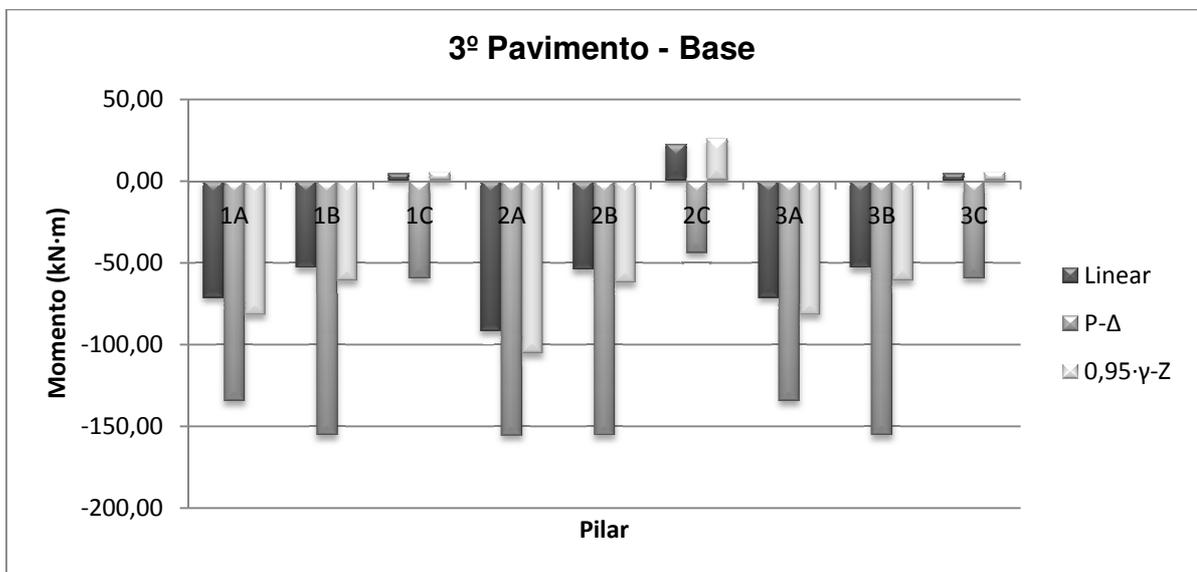


Gráfico 45: Momentos na base do 3º Pavimento

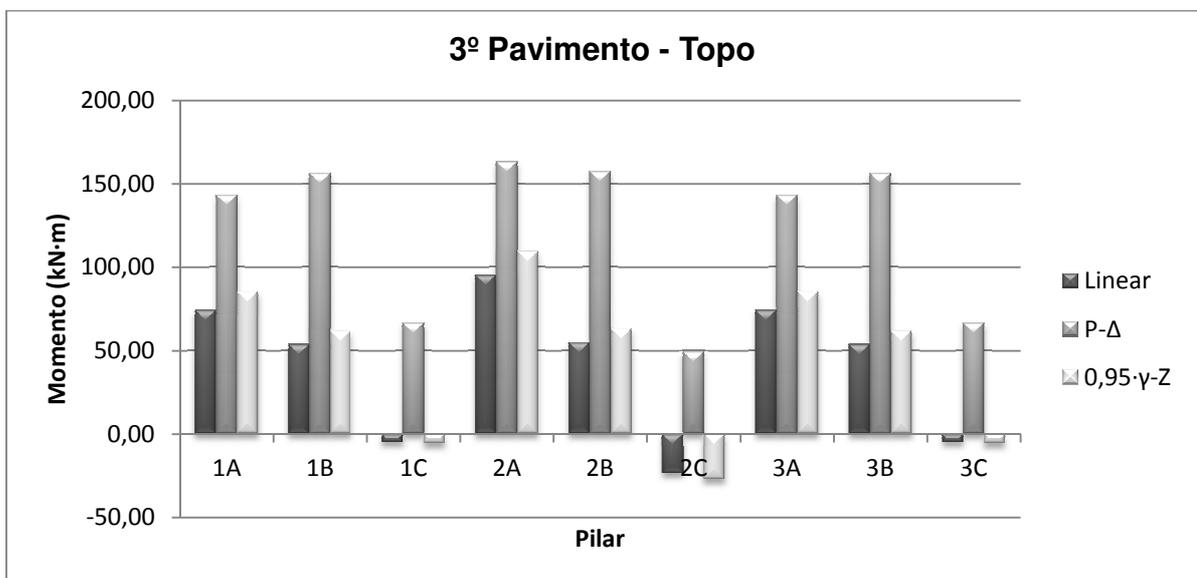


Gráfico 46: Momentos no topo do 3º Pavimento

Tabela 42: Momentos nos Nós do 4º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P-Δ	0,95-γ-z	Linear	P-Δ	0,95-γ-z
4º	1A	-72,01	-112,57	-82,64	74,61	120,18	85,62
	1B	-47,34	-114,62	-54,33	47,88	117,26	54,95
	1C	12,91	-28,62	14,82	-12,79	34,78	-14,68
	2A	-93,84	-134,87	-107,69	96,78	141,49	111,06
	2B	-48,46	-115,22	-55,61	48,84	117,09	56,05
	2C	32,54	-10,97	37,34	-32,88	15,86	-37,73
	3A	-72,01	-112,57	-82,64	74,61	120,18	85,62
	3B	-47,34	-114,62	-54,33	47,88	117,26	54,95
	3C	12,91	-28,62	14,82	-12,79	34,78	-14,68

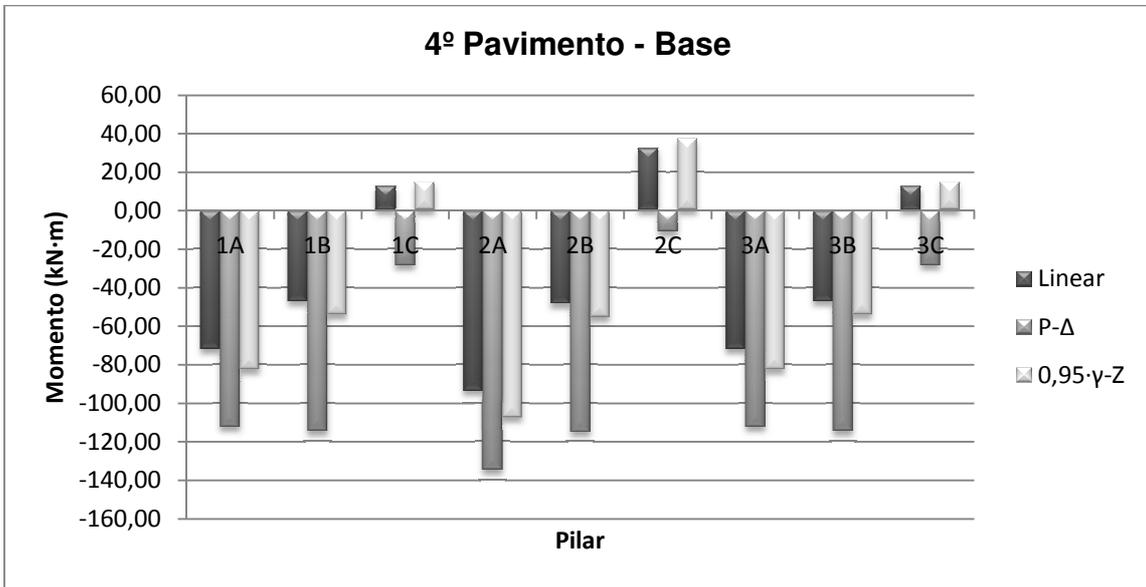


Gráfico 47: Momentos na base do 4º Pavimento

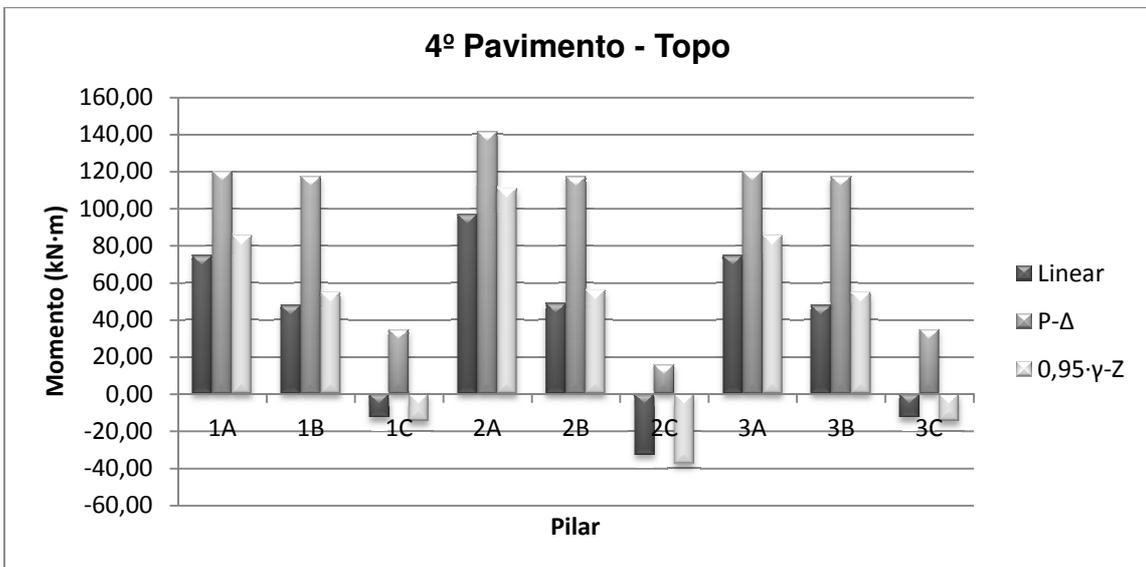


Gráfico 48: Momentos no topo do 4º Pavimento

Tabela 43: Momentos nos Nós do 5º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P-Δ	0,95-γ-z	Linear	P-Δ	0,95-γ-z
5º	1A	-71,12	-96,60	-81,62	73,55	102,56	84,41
	1B	-40,61	-83,48	-46,60	41,21	85,63	47,29
	1C	20,75	-9,62	23,81	-20,44	10,14	-23,46
	2A	-93,87	-119,48	-107,73	96,57	124,84	110,82
	2B	-41,47	-84,16	-47,59	42,02	85,78	48,22
	2C	41,66	13,83	47,81	-41,71	-10,15	-47,87
	3A	-71,12	-96,60	-81,62	73,55	102,56	84,41
	3B	-40,61	-83,48	-46,60	41,21	85,63	47,29
	3C	20,75	-9,62	23,81	-20,44	10,14	-23,46

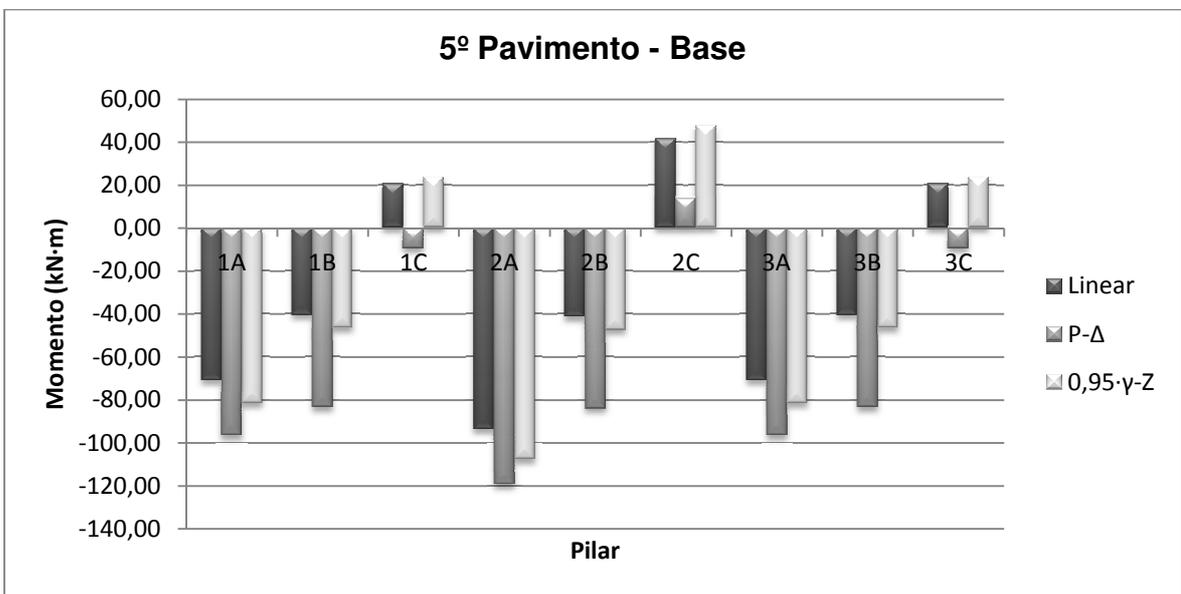


Gráfico 49: Momentos na base do 5º Pavimento

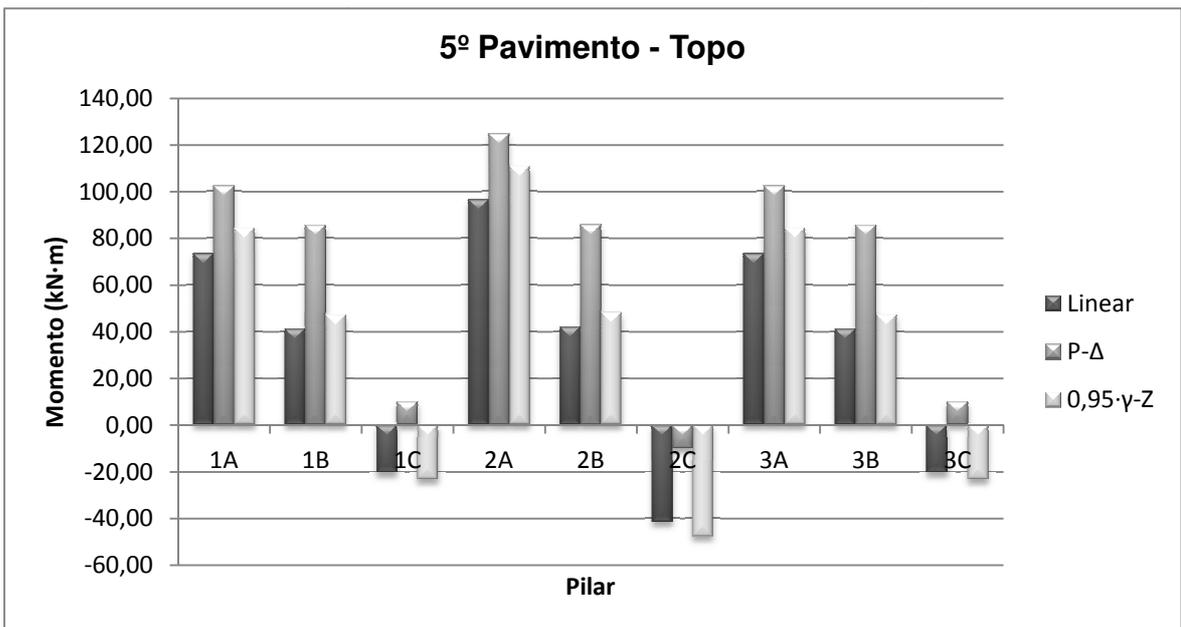


Gráfico 50: Momentos no topo do 5º Pavimento

Tabela 44: Momentos nos Nós do 6º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P-Δ	0,95·γ-z	Linear	P-Δ	0,95·γ-z
6º	1A	-70,48	-86,29	-80,88	72,82	91,06	83,57
	1B	-34,78	-61,66	-39,91	35,47	63,43	40,71
	1C	27,21	10,45	31,23	-26,61	-7,14	-30,54
	2A	-93,95	-109,70	-107,82	96,48	114,10	110,72
	2B	-35,98	-62,27	-41,29	36,12	63,69	41,45
	2C	49,14	31,55	56,39	-48,84	-28,63	-56,05
	3A	-70,48	-86,29	-80,88	72,82	91,06	83,57
	3B	-34,78	-61,66	-39,91	35,47	63,43	40,71
	3C	27,21	10,45	31,23	-26,61	-7,14	-30,54

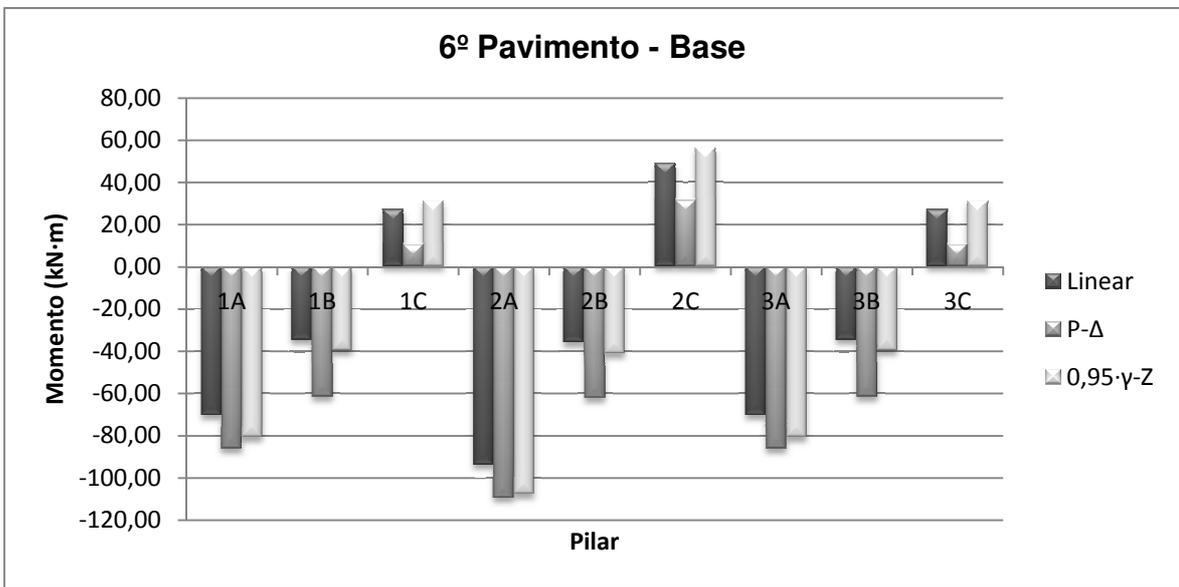


Gráfico 51: Momentos na base do 6º Pavimento

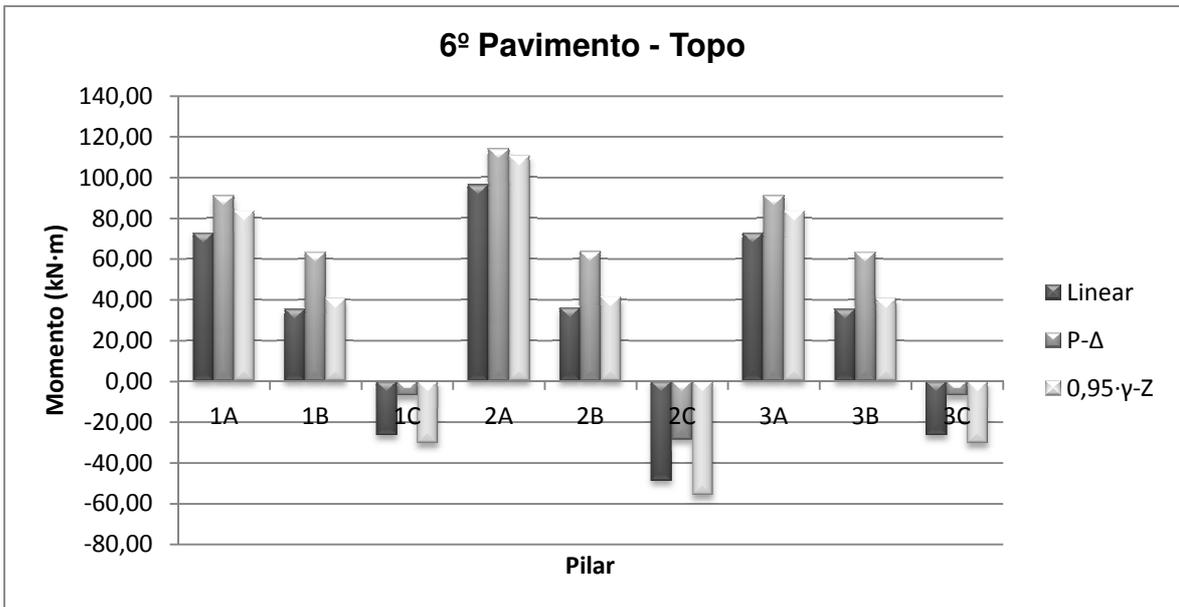


Gráfico 52: Momentos no topo do 6º Pavimento

Tabela 45: Momentos nos Nós do 7º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P-Δ	0,95·γ-z	Linear	P-Δ	0,95·γ-z
7º	1A	-68,15	-77,18	-78,21	70,62	81,36	81,04
	1B	-27,63	-43,39	-31,71	28,48	45,00	32,68
	1C	34,26	24,62	39,32	-33,13	-21,50	-38,02
	2A	-92,13	-101,40	-105,73	94,72	104,94	108,70
	2B	-28,18	-48,90	-32,34	28,97	45,25	33,25
	2C	57,01	46,71	65,42	-56,13	-43,97	-64,41
	3A	-68,15	-77,18	-78,21	70,62	81,36	81,04
	3B	-27,63	-43,39	-31,71	28,48	45,00	32,68
	3C	34,26	24,62	39,32	-33,13	-21,50	-38,02

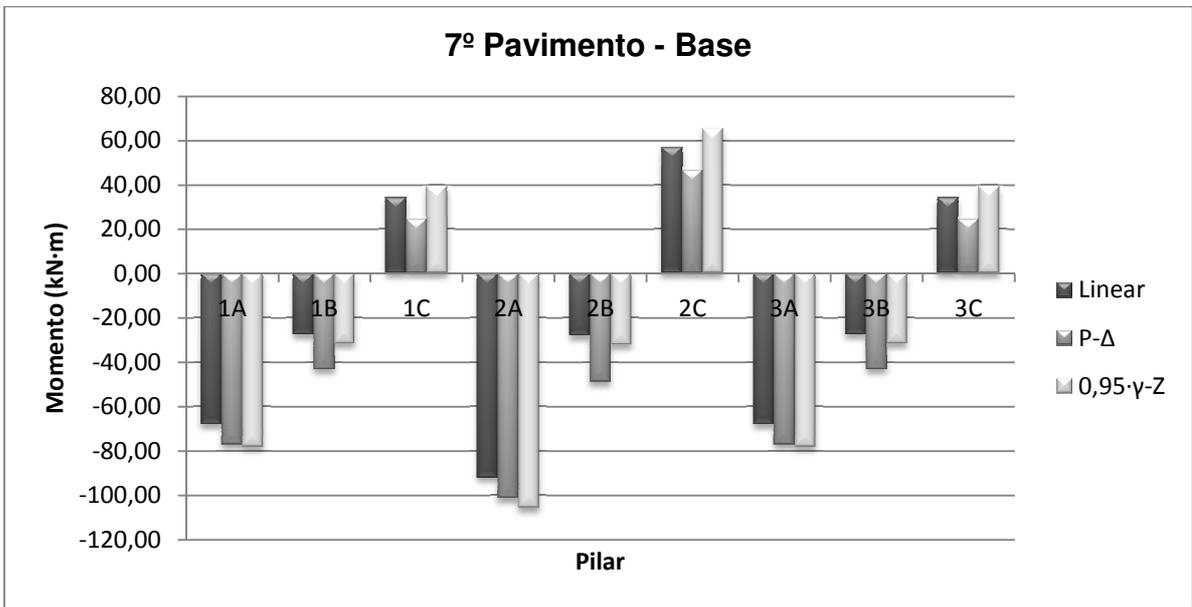


Gráfico 53: Momentos na base do 7º Pavimento

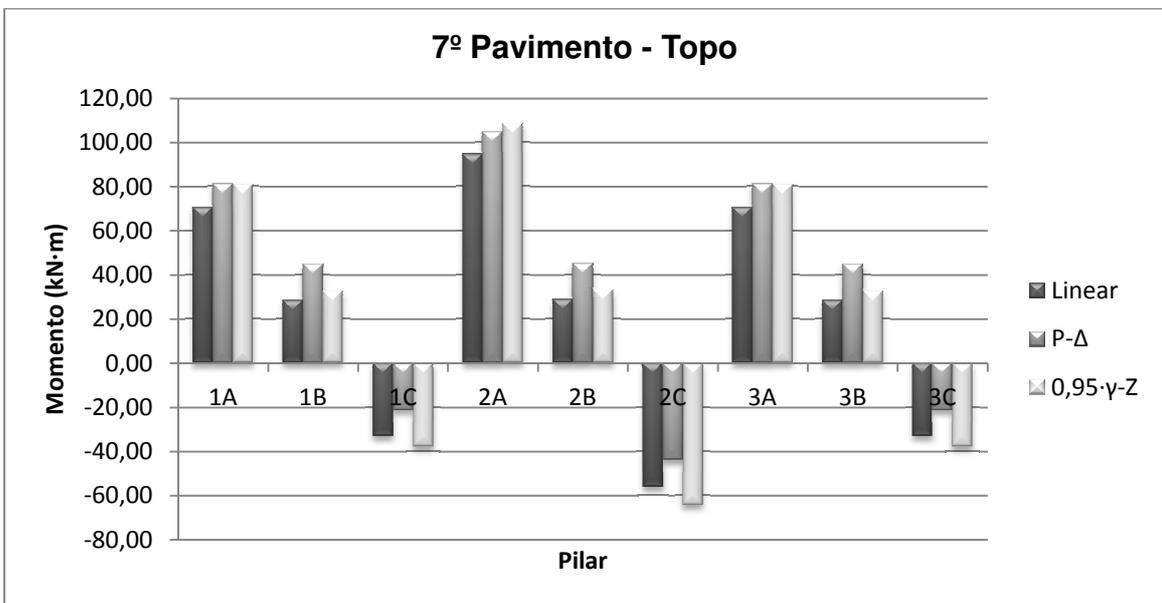


Gráfico 54: Momentos no topo do 7º Pavimento

Tabela 46: Momentos nos Nós do 8º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P-Δ	0,95-γ-z	Linear	P-Δ	0,95-γ-z
8º	1A	-64,91	-69,42	-74,49	67,52	73,16	77,49
	1B	-19,61	-22,79	-22,50	20,56	29,96	23,59
	1C	41,39	36,58	47,50	-40,10	-33,91	-46,02
	2A	-89,24	-93,65	-102,41	91,96	97,22	105,53
	2B	-19,98	28,15	-22,93	20,87	-29,42	23,95
	2C	64,87	59,65	74,44	-63,82	-57,31	-73,24
	3A	-64,91	-69,42	-74,49	67,52	73,16	77,49
	3B	-19,61	-22,79	-22,50	20,56	29,96	23,59
	3C	41,39	36,58	47,50	-40,10	-33,91	-46,02

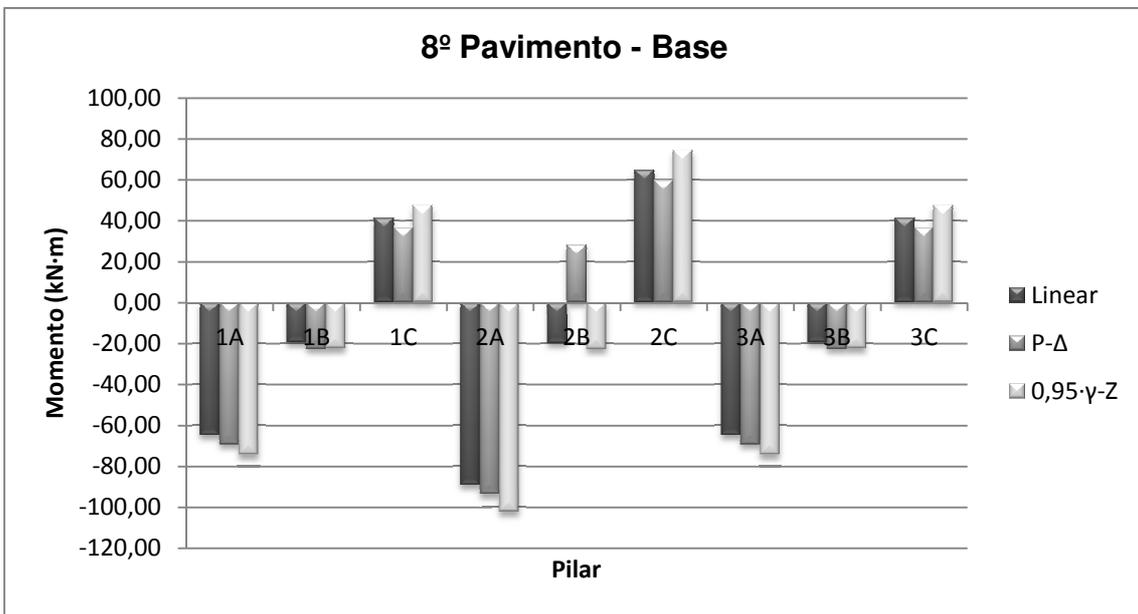


Gráfico 55: Momentos na base do 8º Pavimento

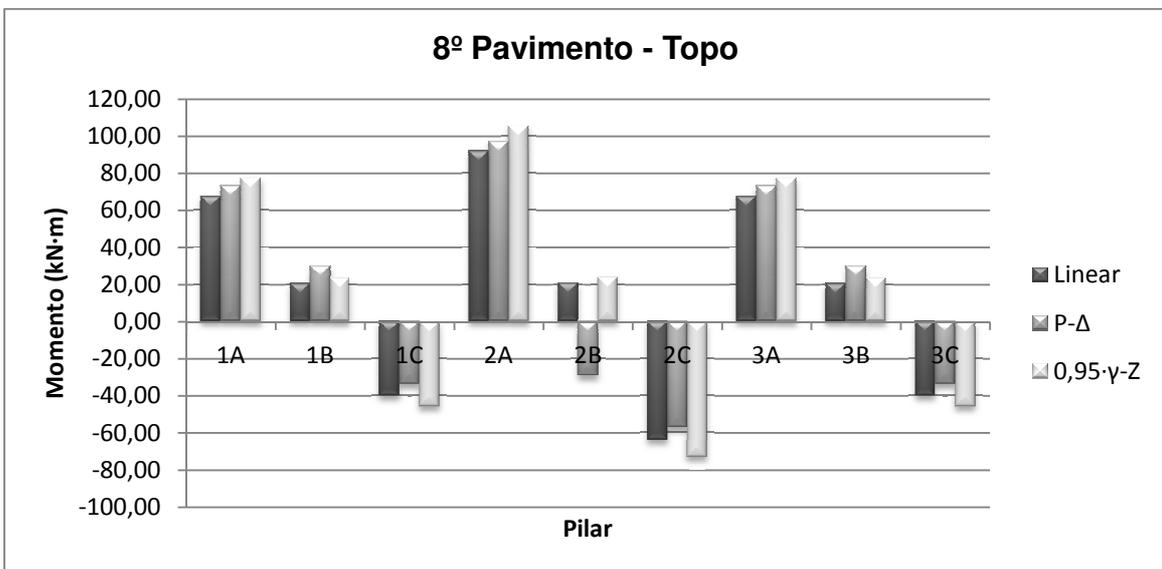


Gráfico 56: Momentos no topo do 8º Pavimento

Tabela 47: Momentos nos Nós do 9º Pavimento

Pavimento	Pilar	Base			Topo		
		Linear	P-Δ	0,95-γ-z	Linear	P-Δ	0,95-γ-z
9º	1A	-60,38	-62,14	-69,29	61,52	63,99	70,60
	1B	-11,57	-15,05	-13,28	12,51	16,31	14,36
	1C	47,02	45,12	53,96	-44,23	-41,49	-50,76
	2A	-84,65	-86,33	-97,14	85,50	87,73	98,12
	2B	-11,77	15,22	-13,51	12,45	-16,34	14,29
	2C	70,82	68,72	81,27	-67,86	-64,99	-77,88
	3A	-60,38	-62,14	-69,29	61,52	63,99	70,60
	3B	-11,57	-15,05	-13,28	12,51	16,31	14,36
	3C	47,02	45,12	53,96	-44,23	-41,49	-50,76

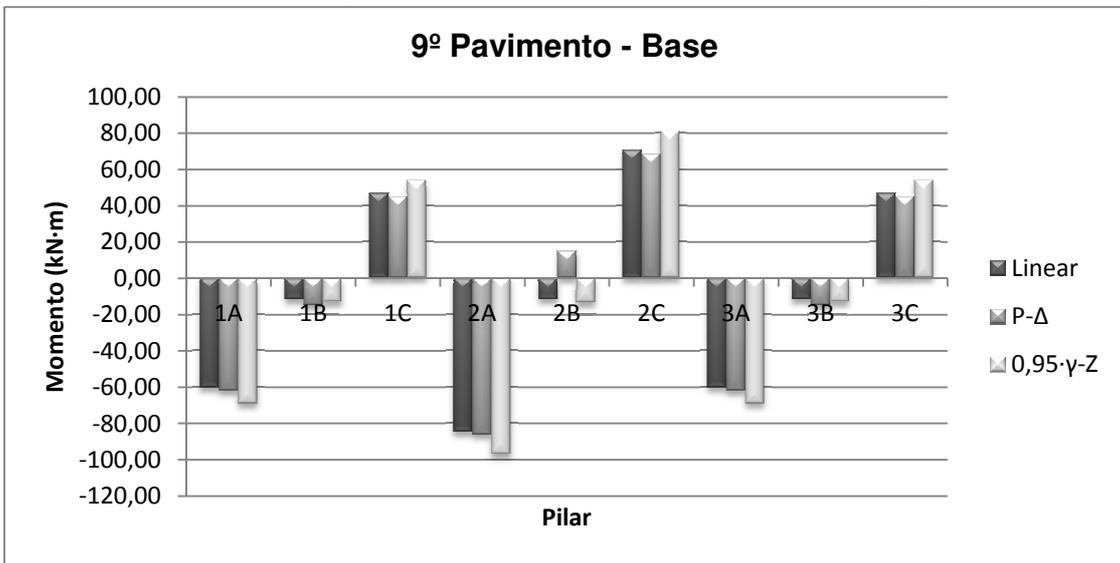


Gráfico 57: Momentos na base do 9º Pavimento

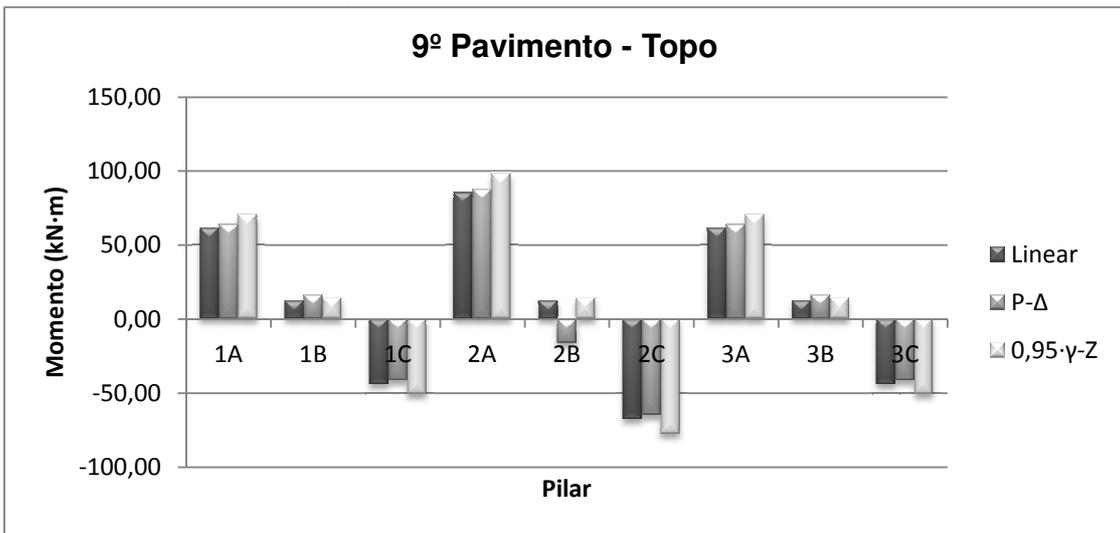


Gráfico 58: Momentos no topo do 9º Pavimento

Edifício 4

Tabela 48 - Momentos nos nós do pilar 1B

Pilar	Pavimento	Momentos nos nós (kN.m)					
		Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γz	Linear	Não linear	0,95·γz
1B	1	-123,54	-137,35	-136,14	67,60	76,56	74,49
	2	-123,76	-146,70	-136,38	103,45	122,26	114,01
	3	-113,88	-137,05	-125,50	108,62	130,45	119,70
	4	-110,26	-132,24	-121,51	108,41	130,46	119,47
	5	-105,29	-125,47	-116,03	105,34	126,30	116,08
	6	-100,57	-118,77	-110,83	101,68	121,01	112,05
	7	-95,24	-111,36	-104,96	97,39	114,83	107,33
	8	-89,38	-103,42	-98,50	92,34	107,79	101,76
	9	-83,53	-95,54	-92,05	87,06	100,50	95,93
	10	-77,60	-87,69	-85,52	81,63	93,14	89,95
	11	-71,55	-79,84	-78,85	76,17	85,84	83,94
	12	-65,02	-71,64	-71,65	70,17	78,11	77,33
	13	-58,56	-63,68	-64,53	64,08	70,42	70,61
	14	-52,03	-55,84	-57,34	57,72	62,62	63,61
	15	-45,77	-48,45	-50,44	52,27	55,90	57,60
	16	-38,05	-39,83	-41,93	41,27	43,85	45,48
	17	-39,31	-40,42	-43,32	57,75	59,68	63,64

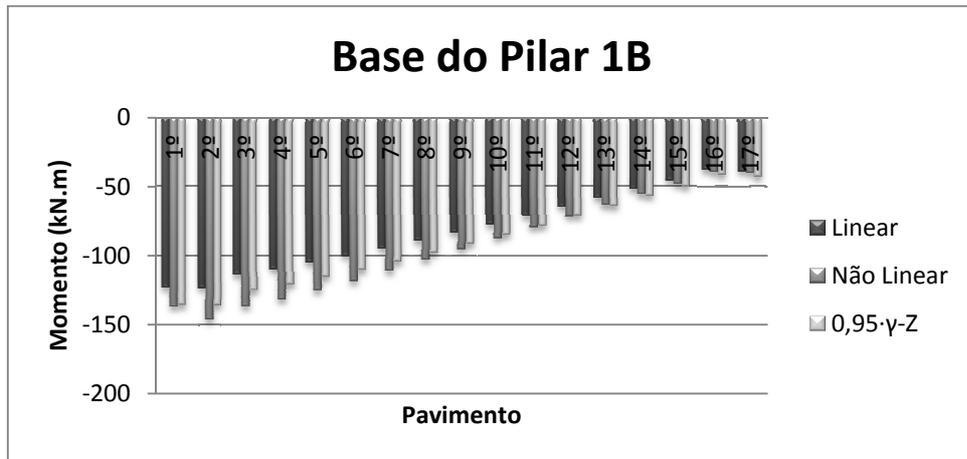


Gráfico 59 - Momentos na base do pilar 1B

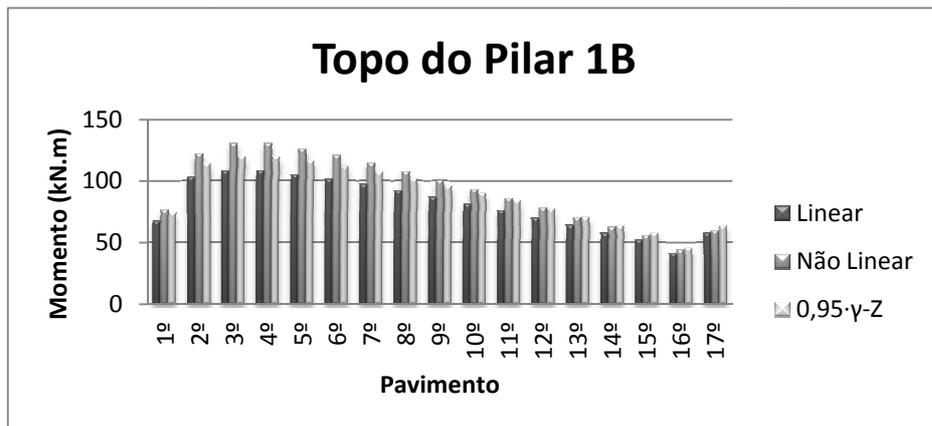


Gráfico 60 - Momentos no topo do pilar 1B

Tabela 49 - Momentos nos nós do pilar 2B

Momentos nos nós (kN.m)							
Pilar	Pavimento	Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γ _Z	Linear	Não linear	0,95·γ _Z
2B	1	61,62	65,03	67,91	-322,07	-367,65	-354,93
	2	116,23	136,49	128,08	-178,85	-218,14	-197,09
	3	124,98	152,73	137,72	-142,87	-176,81	-157,44
	4	124,09	153,79	136,75	-128,67	-157,65	-141,79
	5	119,05	148,15	131,19	-117,03	-142,18	-128,97
	6	113,22	140,64	124,77	-107,06	-128,94	-117,98
	7	106,76	131,97	117,65	-96,73	-115,61	-106,60
	8	99,17	121,90	109,29	-86,08	-102,13	-94,86
	9	91,23	111,39	100,54	-75,99	-89,41	-83,74
	10	83,36	100,96	91,86	-66,21	-77,20	-72,96
	11	75,76	90,88	83,49	-56,39	-65,16	-62,15
	12	67,46	80,18	74,34	-46,09	-52,84	-50,79
	13	59,05	69,52	65,07	-36,32	-41,32	-40,03
	14	50,59	58,99	55,75	-26,85	-30,35	-29,59
	15	42,98	49,50	47,36	-17,71	-20,00	-19,52
	16	31,02	35,66	34,18	-7,91	-9,27	-8,72
	17	24,81	28,81	27,34	-3,19	-4,30	-3,52

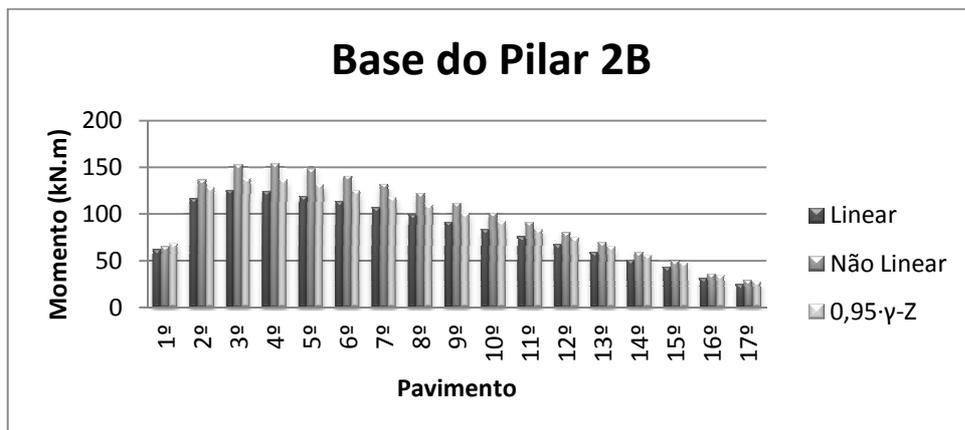


Gráfico 61 - Momentos na base do pilar 2B

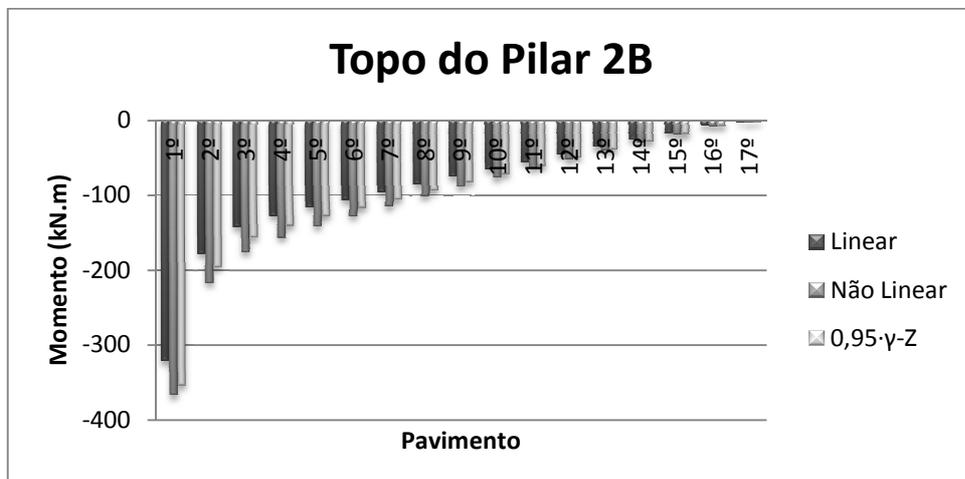


Gráfico 62 - Momentos no topo do pilar 2B

Tabela 50 - Momentos nos nós do pilar 2A

Pilar	Pavimento	Momentos nos nós (kN.m)					
		Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γ _Z	Linear	Não linear	0,95·γ _Z
2A	1	19,43	20,51	21,42	-302,27	-354,62	-333,10
	2	60,90	80,72	67,11	-114,06	-155,44	-125,70
	3	74,59	101,94	82,20	-93,34	-127,36	-102,86
	4	75,05	104,28	82,71	-78,66	-107,32	-86,69
	5	71,69	100,22	79,00	-69,12	-93,66	-76,17
	6	67,36	94,10	74,24	-60,65	-81,73	-66,83
	7	62,28	86,71	68,63	-51,74	-69,69	-57,02
	8	55,91	77,77	61,61	-42,34	-57,35	-46,65
	9	49,10	68,33	54,11	-33,44	-45,77	-36,86
	10	42,22	58,85	46,53	-24,71	-34,57	-27,23
	11	35,56	49,67	39,19	-15,87	-23,48	-17,48
	12	28,02	39,71	30,88	-6,35	-11,94	-7,00
	13	20,24	29,65	22,30	2,70	-1,14	2,97
	14	12,54	19,87	13,82	11,54	9,18	12,72
	15	4,00	9,41	4,40	20,48	19,34	22,57
	16	-0,12	3,60	-0,13	28,45	28,17	31,35
	17	-45,08	-43,15	-49,68	41,48	41,70	45,71

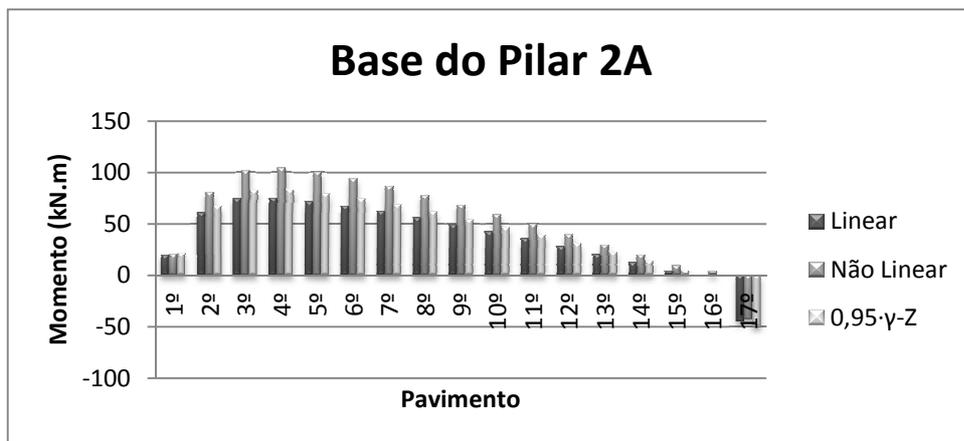


Gráfico 63 - Momentos na base do pilar 2ª

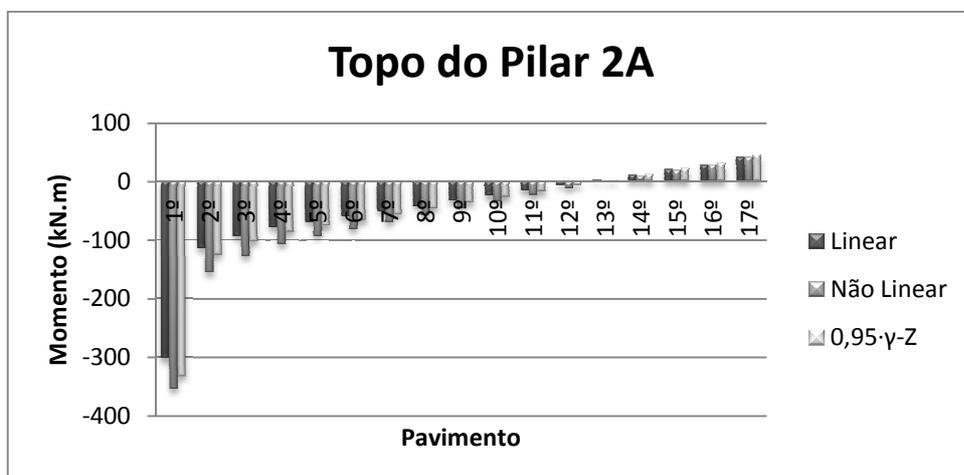


Gráfico 64 - Momentos no topo do pilar 2A

Tabela 51 - Momentos nos nós do pilar 3C

Momentos nos nós (kN.m)							
Pilar	Pavimento	Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γz	Linear	Não linear	0,95·γz
3C	1	77,58	83,90	85,50	-343,51	-398,27	-378,54
	2	134,85	159,46	148,61	-192,10	-236,40	-211,70
	3	147,43	179,67	162,47	-164,32	-203,24	-181,08
	4	148,30	181,98	163,43	-151,87	-185,19	-167,36
	5	145,17	177,53	159,98	-142,51	-171,18	-157,05
	6	140,85	170,75	155,22	-134,08	-158,65	-147,76
	7	135,67	162,61	149,51	-125,18	-145,96	-137,95
	8	129,20	152,97	142,38	-115,76	-132,98	-127,56
	9	122,11	142,68	134,57	-106,56	-120,50	-117,43
	10	114,93	132,38	126,65	-97,53	-108,46	-107,48
	11	107,65	122,13	118,63	-88,17	-96,35	-97,16
	12	99,48	111,12	109,62	-78,12	-83,85	-86,09
	13	90,84	99,85	100,11	-68,24	-71,82	-75,20
	14	81,96	88,57	90,32	-58,39	-60,15	-64,35
	15	73,36	77,80	80,85	-48,40	-48,65	-53,34
	16	57,92	60,41	63,83	-37,45	-36,55	-41,27
	17	71,96	71,72	79,30	-35,34	-33,73	-38,94

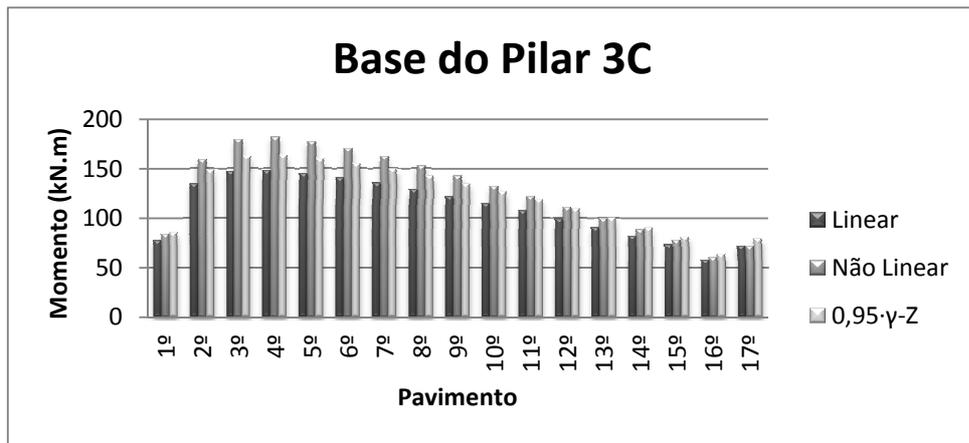


Gráfico 65 - Momentos na base do pilar 3C

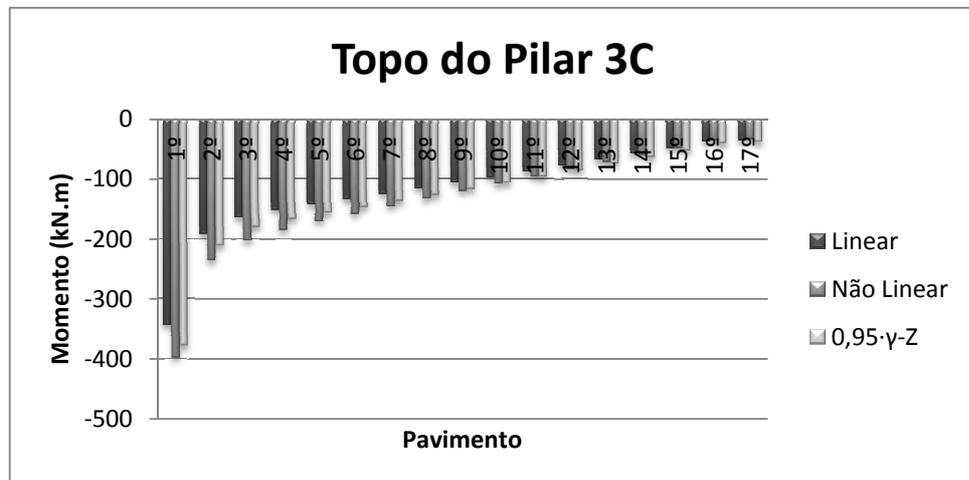


Gráfico 66 - Momentos no topo do pilar 3C

Tabela 52 - Momentos nos nós do pilar 3A

Pilar	Pavimento	Momentos nos nós (kN.m)					
		Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95-γz	Linear	Não linear	0,95-γz
3A	1	67,32	76,15	74,19	-123,17	-136,78	-135,73
	2	-146,75	-190,79	-161,72	87,49	109,38	96,41
	3	-118,26	-154,61	-130,32	99,14	128,45	109,26
	4	-105,64	-136,41	-116,41	99,87	130,81	110,06
	5	-96,43	-122,66	-106,27	96,83	126,69	106,71
	6	-88,33	-110,69	-97,34	92,75	120,41	102,21
	7	-79,84	-98,67	-87,98	87,89	112,88	96,86
	8	-70,95	-86,50	-78,18	81,79	103,89	90,14
	9	-62,36	-74,90	-68,72	75,26	94,42	82,93
	10	-53,86	-63,66	-59,36	68,57	84,87	75,56
	11	-45,19	-52,50	-49,80	61,83	75,39	68,14
	12	-35,84	-40,91	-39,50	54,32	65,26	59,86
	13	-26,65	-29,78	-29,37	46,37	54,88	51,10
	14	-17,51	-18,99	-19,30	38,26	44,54	42,16
	15	-8,19	-8,32	-9,03	29,32	33,59	32,31
	16	0,78	1,68	0,86	21,58	23,99	23,78
	17	10,30	11,76	11,35	-2,99	-3,02	-3,29

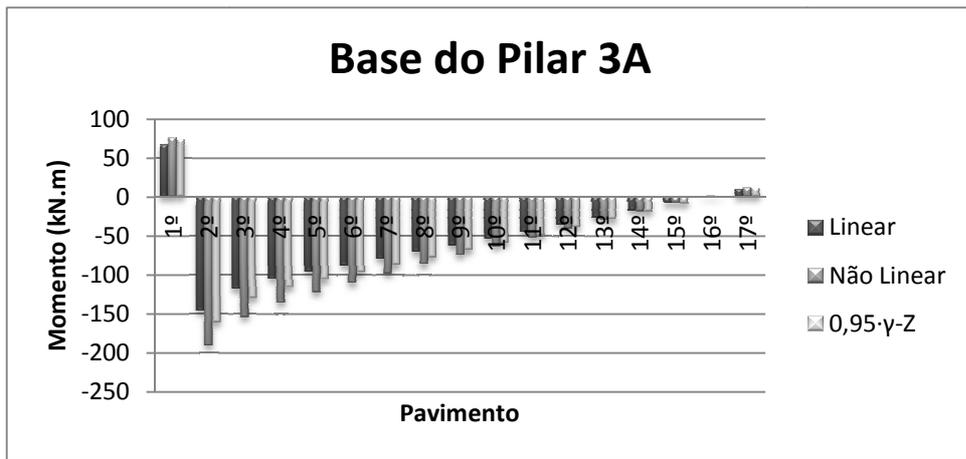


Gráfico 67 - Momentos na base do pilar 3ª

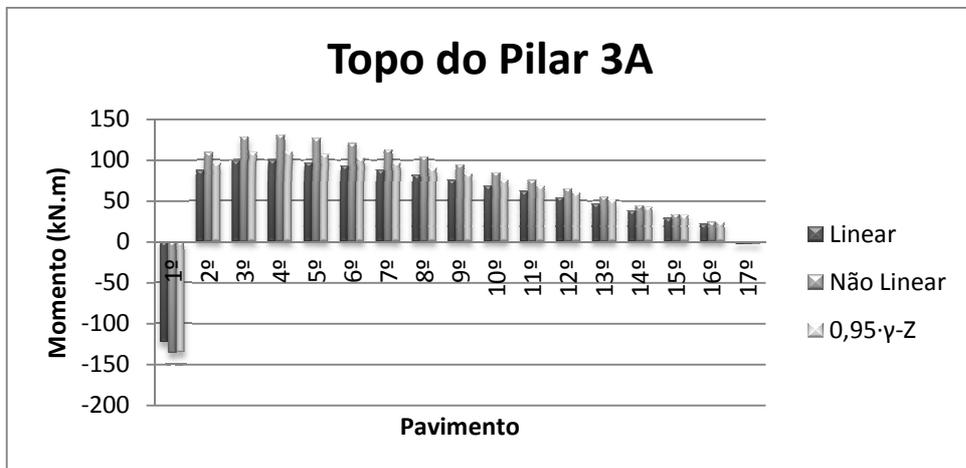


Gráfico 68 - Momentos no topo do pilar 3A

Tabela 53 - Momentos nos nós do pilar 4C

Momentos nos nós (kN.m)							
Pilar	Pavimento	Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γ _Z	Linear	Não linear	0,95·γ _Z
4C	1	-351,15	-407,34	-386,97	80,66	87,45	88,88
	2	-190,18	-234,15	-209,58	134,72	159,27	148,47
	3	-164,62	-203,58	-181,42	147,62	179,87	162,68
	4	-151,88	-185,16	-167,37	148,39	182,05	163,53
	5	-142,59	-171,24	-157,13	145,25	177,59	160,07
	6	-134,16	-158,71	-147,84	140,94	170,82	155,31
	7	-125,27	-146,03	-138,04	135,75	162,68	149,60
	8	-115,84	-133,06	-127,66	129,29	153,05	142,47
	9	-106,65	-120,58	-117,53	122,20	142,76	134,66
	10	-97,62	-108,54	-107,58	115,02	132,47	126,76
	11	-88,27	-96,45	-97,27	107,75	122,22	118,75
	12	-78,23	-83,95	-86,21	99,59	111,22	109,75
	13	-68,36	-71,94	-75,33	90,97	99,98	100,25
	14	-58,53	-60,28	-64,50	82,11	88,71	90,49
	15	-48,57	-48,82	-53,53	73,55	77,97	81,05
	16	-37,66	-36,76	-41,50	58,16	60,64	64,09
	17	-35,57	-33,97	-39,20	72,40	72,16	79,78

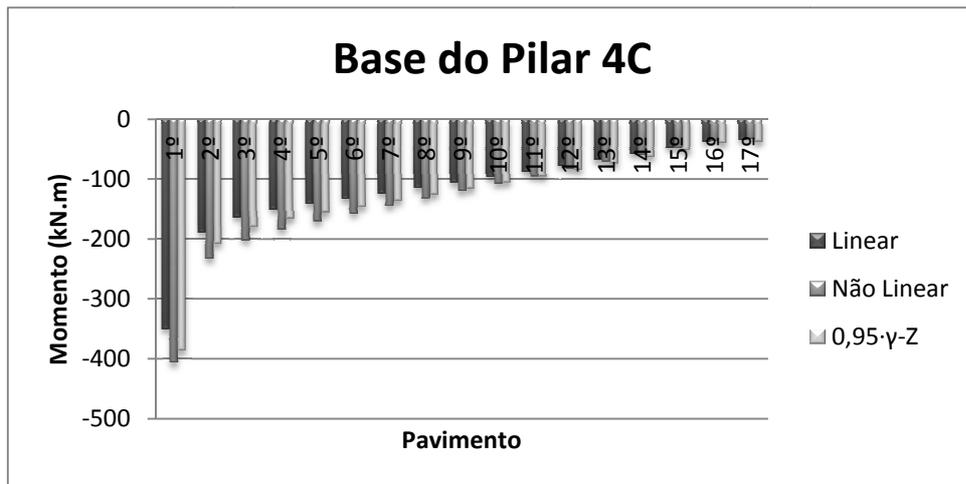


Gráfico 69 - Momentos na base do pilar 4C

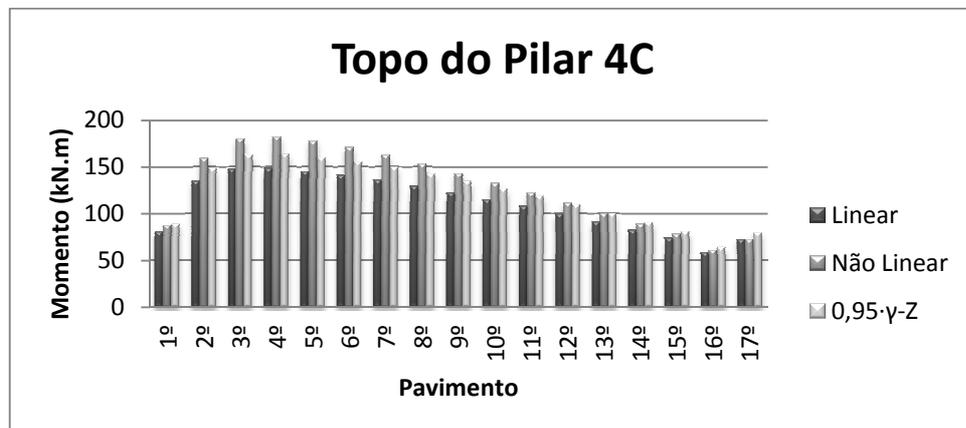


Gráfico 70 - Momentos no topo do pilar 4C

Tabela 54 - Momentos nos nós do pilar 4A

Pilar	Pavimento	Momentos nos nós (kN.m)					
		Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γz	Linear	Não linear	0,95·γz
4A	1	31,75	33,56	34,98	-307,86	-362,02	-339,26
	2	-147,83	-192,08	-162,91	87,93	109,91	96,90
	3	-118,06	-154,35	-130,10	99,23	128,53	109,35
	4	-105,68	-136,43	-116,45	99,94	130,87	110,14
	5	-96,48	-122,69	-106,32	96,90	126,74	106,78
	6	-88,39	-110,74	-97,41	92,82	120,46	102,28
	7	-79,91	-98,73	-88,06	87,97	112,94	96,94
	8	-71,03	-86,57	-78,28	81,88	103,96	90,23
	9	-62,45	-74,99	-68,82	75,35	94,50	83,04
	10	-53,96	-63,75	-59,47	68,68	84,96	75,68
	11	-45,31	-52,61	-49,93	61,95	75,49	68,27
	12	-35,97	-41,04	-39,64	54,46	65,39	60,01
	13	-26,80	-29,92	-29,53	46,54	55,03	51,28
	14	-17,69	-19,17	-19,49	38,45	44,73	42,38
	15	-8,40	-8,53	-9,26	29,55	33,81	32,56
	16	0,52	1,42	0,57	21,87	24,28	24,10
	17	10,00	11,46	11,02	-2,43	-2,47	-2,68

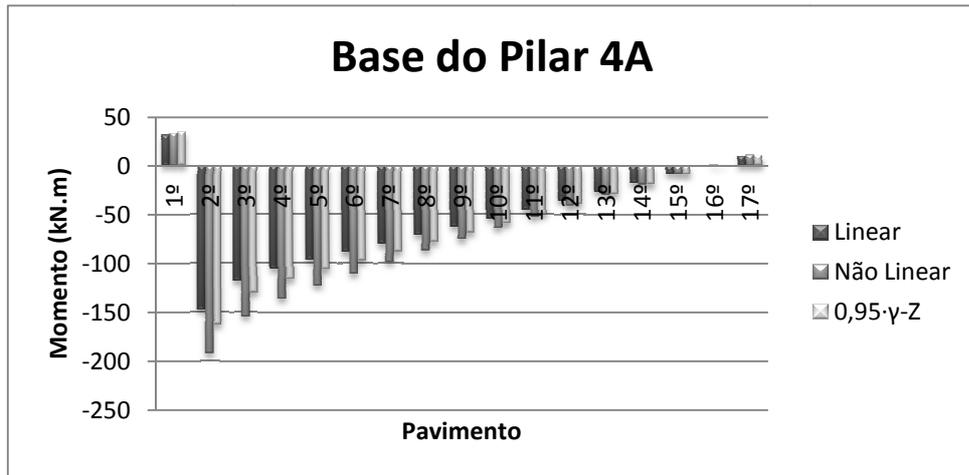


Gráfico 71 - Momentos na base do pilar 4ª

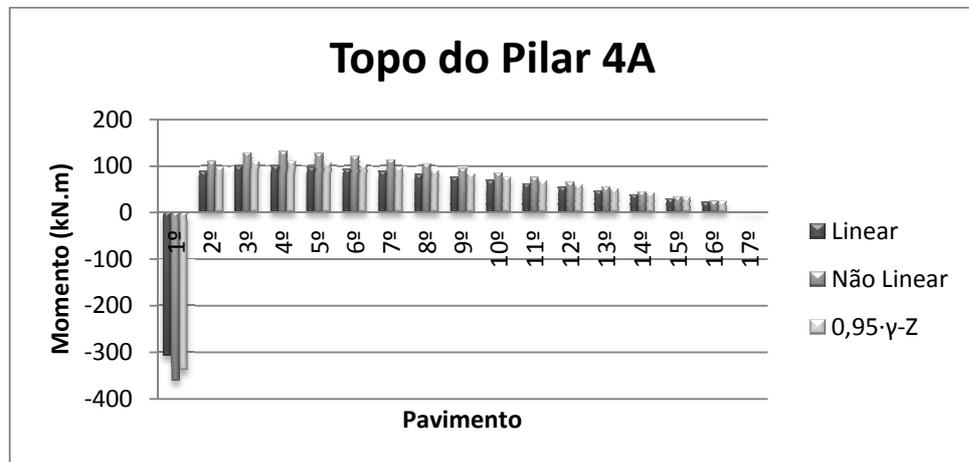


Gráfico 72 - Momentos no topo do pilar 4A

Tabela 55 - Momentos nos nós do pilar 5B

Momentos nos nós (kN.m)							
Pilar	Pavimento	Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γ _Z	Linear	Não linear	0,95·γ _Z
5B	1	60,69	63,88	66,88	-320,96	-366,19	-353,70
	2	116,42	136,68	128,29	-179,52	-218,92	-197,83
	3	125,01	152,73	137,76	-142,74	-176,62	-157,29
	4	124,08	153,74	136,74	-128,60	-157,54	-141,72
	5	119,03	148,09	131,17	-117,00	-142,10	-128,93
	6	113,22	140,59	124,76	-107,04	-128,89	-117,96
	7	106,76	131,94	117,65	-96,73	-115,58	-106,59
	8	99,18	121,88	109,29	-86,08	-102,11	-94,86
	9	91,24	111,37	100,55	-76,00	-89,40	-83,75
	10	83,38	100,95	91,88	-66,22	-77,19	-72,98
	11	75,79	90,88	83,52	-56,41	-65,16	-62,17
	12	67,49	80,19	74,37	-46,11	-52,85	-50,81
	13	59,08	69,53	65,11	-36,35	-41,33	-40,06
	14	50,62	59,00	55,79	-26,88	-30,37	-29,62
	15	43,02	49,53	47,41	-17,75	-20,02	-19,56
	16	31,09	35,71	34,26	-7,94	-9,30	-8,75
	17	24,84	28,82	27,37	-3,18	-4,28	-3,50

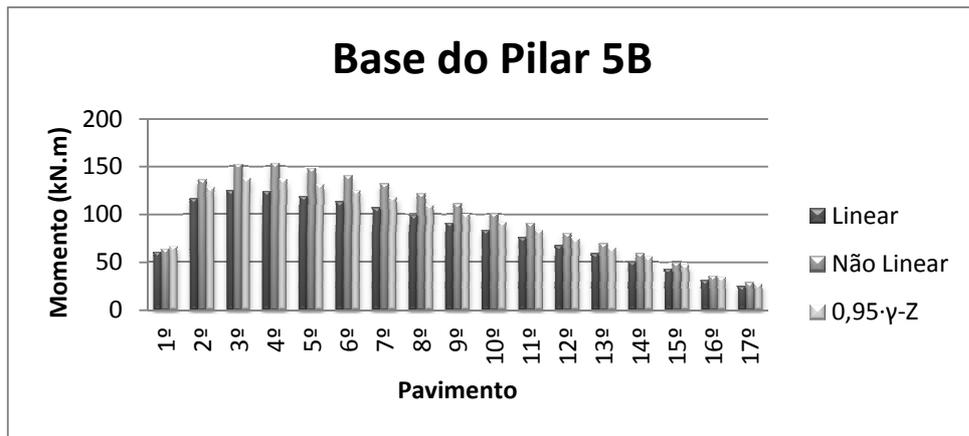


Gráfico 73 - Momentos na base do pilar 5B

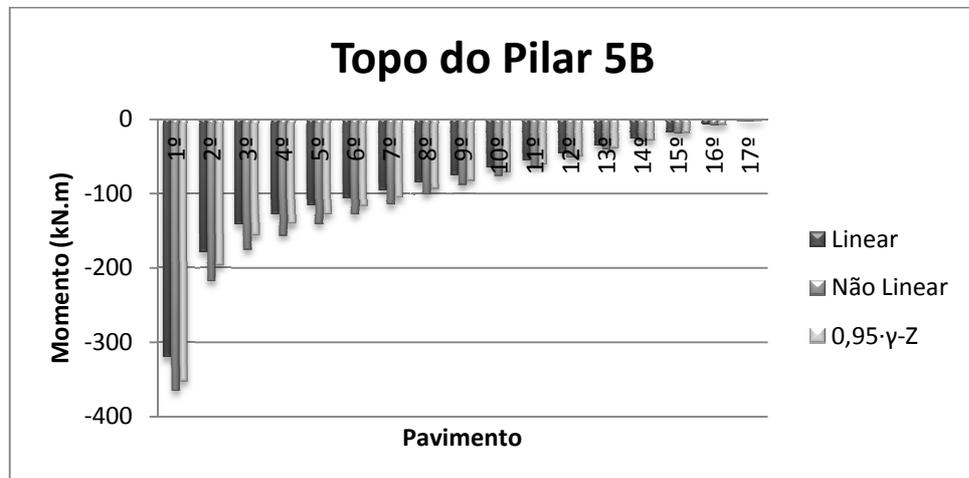


Gráfico 74 - Momentos no topo do pilar 5B

Tabela 56 - Momentos nos nós do pilar 5A

Pilar	Pavimento	Momentos nos nós (kN.m)					
		Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γ _Z	Linear	Não linear	0,95·γ _Z
5A	1	18,68	19,55	20,58	-301,28	-353,28	-332,01
	2	61,16	80,97	67,40	-114,84	-156,32	-126,55
	3	74,71	102,04	82,34	-93,31	-127,28	-102,82
	4	75,12	104,31	82,78	-78,69	-107,30	-86,71
	5	71,75	100,24	79,06	-69,16	-93,66	-76,22
	6	67,42	94,12	74,30	-60,70	-81,75	-66,89
	7	62,33	86,73	68,69	-51,80	-69,71	-57,08
	8	55,96	77,80	61,67	-42,39	-57,38	-46,72
	9	49,17	68,37	54,18	-33,51	-45,80	-36,93
	10	42,30	58,89	46,61	-24,78	-34,61	-27,31
	11	35,65	49,72	39,29	-15,95	-23,54	-17,57
	12	28,12	39,78	30,99	-6,44	-12,01	-7,10
	13	20,34	29,73	22,41	2,60	-1,22	2,86
	14	12,65	19,96	13,94	11,43	9,10	12,60
	15	4,12	9,50	4,54	20,37	19,24	22,45
	16	0,02	3,72	0,02	28,34	28,07	31,23
	17	-44,91	-42,99	-49,49	41,40	41,64	45,62

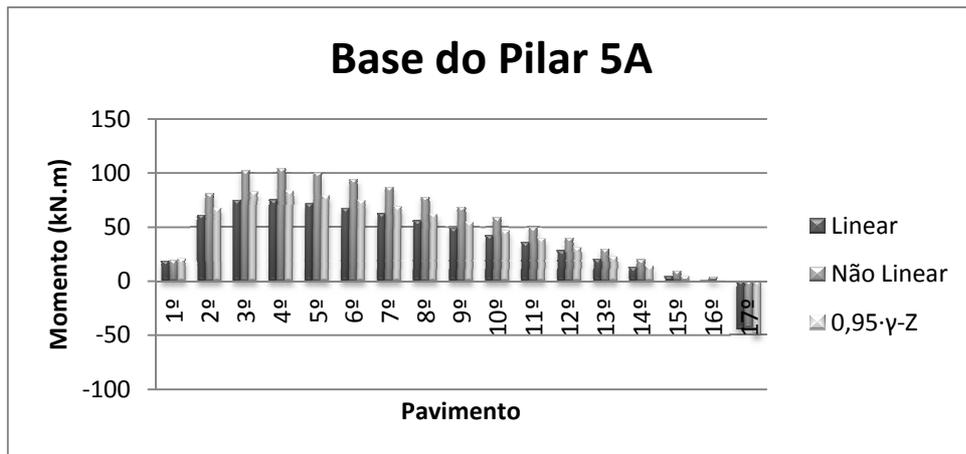


Gráfico 75 - Momentos na base do pilar 5ª

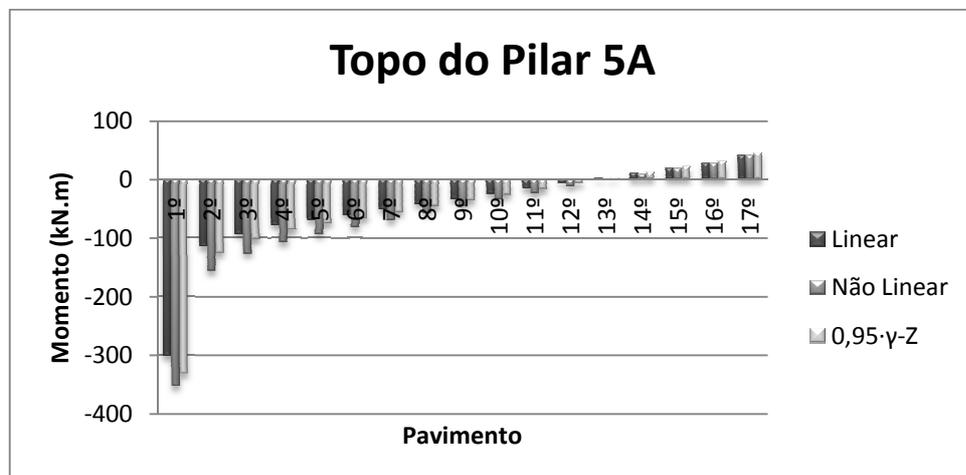


Gráfico 76 - Momentos no topo do pilar 5A

Tabela 57 - Momentos nos nós do pilar 6B

Pilar	Pavimento	Momentos nos nós (kN.m)					
		Base			Topo		
		Linear	Não linear	0,95·γ _Z	Linear	Não linear	0,95·γ _Z
6B	1	67,32	76,15	74,19	-123,17	-136,78	-135,73
	2	103,39	122,08	113,93	-123,80	-146,64	-136,43
	3	108,64	130,39	119,72	-113,93	-137,03	-125,55
	4	108,43	130,41	119,49	-110,28	-132,19	-121,53
	5	105,36	126,24	116,10	-105,31	-125,42	-116,05
	6	101,69	120,95	112,07	-100,58	-118,71	-110,84
	7	97,41	114,78	107,35	-95,26	-111,31	-104,98
	8	92,36	107,74	101,78	-89,40	-103,37	-98,52
	9	87,07	100,46	95,95	-83,55	-95,50	-92,07
	10	81,64	93,10	89,97	-77,62	-87,65	-85,53
	11	76,19	85,81	83,96	-71,57	-79,81	-78,87
	12	70,19	78,08	77,35	-65,03	-71,61	-71,66
	13	64,09	70,39	70,63	-58,57	-63,65	-64,54
	14	57,74	62,60	63,63	-52,05	-55,81	-57,35
	15	-45,77	-48,45	-50,44	52,27	55,90	57,60
	16	41,28	43,83	45,49	-38,04	-39,80	-41,92
	17	57,73	59,64	63,62	-39,29	-40,38	-43,30

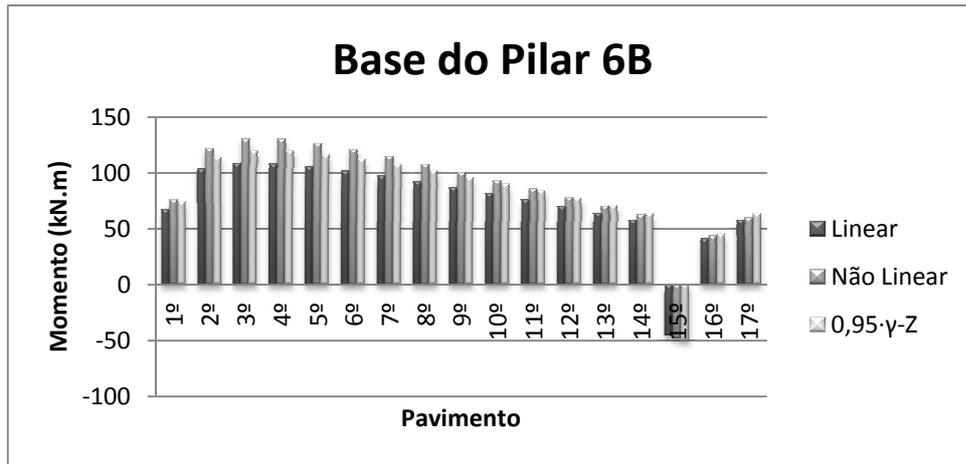


Gráfico 77 - Momentos na base do pilar 6B

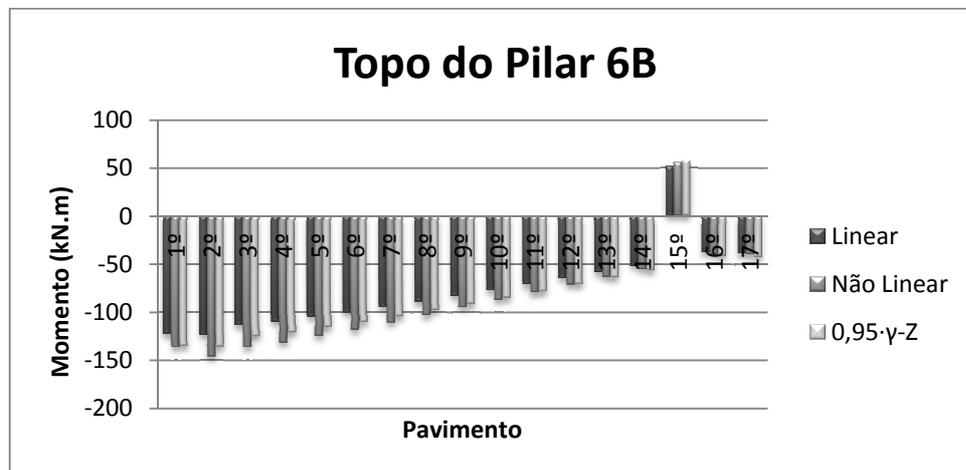


Gráfico 78 - Momentos no topo do pilar 6B

