

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Rodrigo Mattar Riemke**

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO  
ARMADO: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE  
COEFICIENTE  $\gamma_z$  E PROCESSO P-DELTA**

Porto Alegre  
novembro 2015

**RODRIGO MATTAR RIEMKE**

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO  
ARMADO: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE  
COEFICIENTE  $\gamma_z$  E PROCESSO P-DELTA**

Projeto de Pesquisa do Trabalho de Diplomação a ser apresentado  
ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos  
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Ronald José Ellwanger**

Porto Alegre  
novembro 2015

**RODRIGO MATTAR RIEMKE**

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO  
ARMADO: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE  
COEFICIENTE  $\gamma_z$  E PROCESSO P-DELTA**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Porto Alegre, 23 de novembro de 2015

Prof. Ronald José Ellwanger  
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)**  
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

**Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a meus pais, Renato e Carmen, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao professor Ronald José Ellwanger por compartilhar o seu tempo e conhecimento na orientação deste trabalho.

Agradeço à professora Carin Schmitt por sua convicção, auxiliando a traçar um direcionamento consistente para este trabalho.

Agradeço aos demais professores do meu Curso de Graduação e aos colegas de trabalho da VANTEC e da CONSTSUL por enriquecerem a minha experiência e o meu conhecimento na Engenharia Civil e, assim, agregando à qualidade deste trabalho.

Agradeço à minha família pelo essencial e constante suporte.

Eu trocaria o mais belo pôr do sol do mundo por uma  
visão da silhueta de Nova York. Especialmente quando  
não se pode ver os detalhes. Somente as formas. As  
formas e o pensamento que as criou.

*Ayn Rand*

## RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre a estabilidade global em edificações de concreto armado. São descritos os principais conceitos para a compreensão do tema (não-linearidades física e geométrica, sistemas de contraventamento, efeitos de segunda ordem, entre outros). A seguir, são apresentados três importantes métodos de análise da estabilidade global das edificações: processo P-Delta, coeficiente  $\gamma_z$  e parâmetro  $\alpha$ , dando destaque às recomendações presentes na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Esses métodos diferem entre si na complexidade e na precisão de suas análises. O parâmetro  $\alpha$  é apenas um indicador da estabilidade da estrutura, enquanto o coeficiente  $\gamma_z$  é um método utilizado para simular os efeitos de segunda ordem sobre os esforços, embora seja simplificado. Já o processo P-Delta é um método rigoroso amplamente difundido. É o objetivo deste trabalho, verificar a precisão dos métodos simplificados em relação ao método rigoroso. Para isso, é realizada a análise de doze estruturas, processadas através do software TQS, onde são comparados não apenas os parâmetros globais de instabilidade, mas também, os esforços em vigas e pilares, uma vez que estes são os dados cruciais para o engenheiro estrutural. Dos resultados obtidos, são extraídos alguns padrões de divergências e tiradas as conclusões.

Palavras-chave: NBR 6118. Estabilidade global. Efeitos de segunda ordem. Parâmetro  $\alpha$ . Coeficiente  $\gamma_z$ . Processo P-Delta.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas do trabalho.....	21
Figura 2 – Estruturas deslocáveis e indeslocáveis .....	24
Figura 3 – Deformações causadas por carregamento horizontal .....	27
Figura 4 – Diagrama momento-curvatura .....	29
Figura 5 – Diagrama normal-momento-curvatura .....	29
Figura 6 – Esquema das forças verticais na estrutura deformada .....	34
Figura 7 – Esquema das forças horizontais suplementares .....	34
Figura 8 – Geometria base das edificações estudadas .....	44
Figura 9 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 1 .....	49
Figura 10 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 1.....	50
Figura 11 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 1.....	50
Figura 12 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 1.....	50
Figura 13 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 1.....	51
Figura 14 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 1 .....	52
Figura 15 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 2 .....	54
Figura 16 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 2 .....	54
Figura 17 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 2 .....	54
Figura 18 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 2 .....	55
Figura 19 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 2 .....	55
Figura 20 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 2 .....	56
Figura 21 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 3 .....	57
Figura 22 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 3 .....	57
Figura 23 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 3 .....	57
Figura 24 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 3 .....	58
Figura 25 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 3 .....	58
Figura 26 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 3 .....	59
Figura 27 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 4 .....	60
Figura 28 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 4 .....	60
Figura 29 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 4 .....	61
Figura 30 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 4 .....	61
Figura 31 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 4 .....	62

Figura 32 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 4 .....	62
Figura 33 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 5 .....	63
Figura 34 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 5 .....	63
Figura 35 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 5 .....	64
Figura 36 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 5 .....	64
Figura 37 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 5 .....	65
Figura 38 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 5 .....	65
Figura 39 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 6 .....	66
Figura 40 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 6 .....	66
Figura 41 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 6 .....	67
Figura 42 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 6 .....	67
Figura 43 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 6 .....	68
Figura 44 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 6 .....	68
Figura 45 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 7 .....	70
Figura 46 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 7 .....	70
Figura 47 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 7 .....	70
Figura 48 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 7 .....	71
Figura 49 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 7 .....	71
Figura 50 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 7 .....	71
Figura 51 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 7 .....	72
Figura 52 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 8 .....	73
Figura 53 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 8 .....	73
Figura 54 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 8 .....	74
Figura 55 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 8 .....	74
Figura 56 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 8 .....	74
Figura 57 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 8 .....	75
Figura 58 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 8 .....	75
Figura 59 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 9 .....	76
Figura 60 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 9 .....	77
Figura 61 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 9 .....	77
Figura 62 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 9 .....	77

Figura 63 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 9 .....	78
Figura 64 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 9 .....	78
Figura 65 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 9 .....	79
Figura 66 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 10 .....	80
Figura 67 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 10 .....	80
Figura 68 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 10 .....	81
Figura 69 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 10 .....	81
Figura 70 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 10 .....	81
Figura 71 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 10 .....	82
Figura 72 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 10 .....	82
Figura 73 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 11 .....	83
Figura 74 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 11 .....	84
Figura 75 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 11 .....	84
Figura 76 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 11 .....	84
Figura 77 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 11 .....	85
Figura 78 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 11 .....	85
Figura 79 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 11 .....	86
Figura 80 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 12 .....	87
Figura 81 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 12 .....	87
Figura 82 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 12 .....	88
Figura 83 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 12 .....	88
Figura 84 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 12 .....	88
Figura 85 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 12 .....	89
Figura 86 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 12 .....	89
Figura 87 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma_z$ e diferenças nos momentos globais: exemplos de dez pavimentos, direção X .....	91
Figura 88 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma_z$ e diferenças nos momentos globais: exemplos de dez pavimentos, direção Y .....	91
Figura 89 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma_z$ e diferenças nos momentos globais: exemplos de vinte pavimentos, direção X .....	92
Figura 90 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma_z$ e diferenças nos momentos globais: exemplos de vinte pavimentos, direção Y .....	92
Figura 91 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma_z$ e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com dez pavimentos, direção X .....	93

Figura 92 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma z$ e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com dez pavimentos, direção Y .....	93
Figura 93 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma z$ e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com vinte pavimentos, direção X .....	94
Figura 94 – Relação entre os valores de coeficiente $\gamma z$ e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com vinte pavimentos, direção Y .....	94
Figura 95 – Diferenças entre os dois métodos para os momentos globais, média dos momentos fletores de todos os pavimentos, média dos momentos fletores no pavimento crítico e no elemento crítico de cada exemplo .....	95

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Lista de exemplos.....	46
Quadro 2 – Esforços aferidos na estrutura .....	47
Quadro 3 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 1 .....	48
Quadro 4 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 2 .....	53
Quadro 5 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 3 .....	56
Quadro 6 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 4 .....	59
Quadro 7 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 5 .....	63
Quadro 8 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 6 .....	66
Quadro 9 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 7 .....	69
Quadro 10 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 8 .....	73
Quadro 11 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 9 .....	76
Quadro 12 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 10 .....	80
Quadro 13 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 11 .....	83
Quadro 14 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 12 .....	86

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_s$  – área da armadura de tração ( $\text{cm}^2$ )

$A'_s$  – área da armadura de compressão ( $\text{cm}^2$ )

$E$  – módulo de elasticidade ( $\text{kN/cm}^2$ )

$E_{ci}$  – módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto ( $\text{kN/cm}^2$ )

$E_{cs}$  – módulo de elasticidade secante do concreto ( $\text{kN/cm}^2$ )

$(EI)_{sec}$  – rigidez secante ( $\text{kNcm}^2$ )

$h_i$  – altura do pavimento  $i$  (cm)

$H'_i$  – carga horizontal suplementar sobre nó  $i$  (kN)

$H_{tot}$  – altura total da estrutura (m)

$I$  – momento de inércia ( $\text{cm}^4$ )

$I_c$  – momento de inércia da seção bruta de concreto ( $\text{cm}^4$ )

$M$  – momento fletor final (kNcm)

$M_I, M_{II}, \dots$  – momentos fletores calculados numa dada seção da estrutura (kNcm)

$M_{1,tot,d}$  – momento de tombamento (kNcm)

$M_1$  – soma dos momentos de primeira ordem (kNcm)

$M_2$  – soma dos momentos de segunda ordem (kNcm)

$n$  – número de pavimentos

$N_k$  – somatório de todas as forças verticais com seus valores característicos (kN)

$P_i$  – carga vertical sobre nó  $i$  (kN)

$P_{cr}$  – carga crítica de flambagem (kN)

$r$  – razão da progressão geométrica

$RM1M2$  – razão entre os momentos globais finais (primeira e segunda ordens) e os momentos globais de primeira ordem, calculados pelo processo P-Delta do software TQS

$V'_i$  – carga horizontal fictícia sobre nó  $i$  (kN)

$\alpha$  – parâmetro de instabilidade

$\alpha_1$  – valor limite do parâmetro de instabilidade para estruturas de nós fixos

$\alpha_{cr}$  – valor limite do parâmetro de instabilidade para estruturas estáveis

$\Delta_i$  – deslocamento relativo do pavimento  $i$  (cm)

$\Delta M$  – diferença entre momentos obtidos após uma iteração (kNcm)

$\Delta M_{tot,d}$  – soma dos produtos das forças verticais pelos deslocamentos horizontais, em análise de primeira ordem (kNcm)

$\gamma_z$  – coeficiente que estima efeitos globais de segunda ordem

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	16
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	18
<b>2.2.1 Objetivo Principal</b> .....	18
<b>2.2.2 Objetivos Secundários</b> .....	18
2.3 HIPÓTESE .....	19
2.4 PRESSUPOSTOS .....	19
2.5 PREMISSA .....	19
2.6 DELIMITAÇÕES .....	19
2.7 LIMITAÇÕES .....	19
2.8 DELINEAMENTO .....	20
<b>3 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E ESTABILIDADE GLOBAL</b> .....	23
3.1 DESLOCABILIDADE .....	24
3.2 RIGIDEZ .....	25
<b>3.2.1 Configuração espacial da edificação</b> .....	26
<b>3.2.2 Comportamento do concreto armado</b> .....	28
3.3 CARREGAMENTO .....	30
<b>3.3.1 Cargas horizontais e desaprumo</b> .....	31
<b>3.3.2 Cargas verticais</b> .....	32
3.4 MÉTODOS DE CÁLCULO .....	32
<b>3.4.1 Processo P-Delta</b> .....	32
3.4.1.1 P-Delta tradicional .....	32
3.4.1.2 P-Delta TQS .....	35
<b>3.4.2 Coeficiente <math>\gamma_z</math></b> .....	36
3.4.2.1 Formulação .....	37
3.4.2.2 Verificação da estabilidade e majoração dos esforços .....	38
3.4.2.3 Restrições de aplicabilidade .....	39
3.4.2.4 Avaliação da instabilidade .....	40
<b>3.4.3 Parâmetro de instabilidade <math>\alpha</math></b> .....	40

3.4.3.1	Formulação .....	41
3.4.3.2	Valores limites .....	42
3.4.3.3	Restrições de aplicabilidade .....	43
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DOS EXPERIMENTOS .....</b>	<b>44</b>
4.1	METODOLOGIA .....	44
<b>4.1.1</b>	<b>Definição da planta .....</b>	<b>44</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Carregamentos .....</b>	<b>45</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Modelo estrutural do edifício .....</b>	<b>45</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Definição dos exemplos .....</b>	<b>46</b>
<b>4.1.5</b>	<b>Dados verificados .....</b>	<b>47</b>
4.2	EXEMPLOS .....	48
<b>4.2.1</b>	<b>Exemplo 1 .....</b>	<b>48</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Exemplo 2 .....</b>	<b>53</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Exemplo 3 .....</b>	<b>56</b>
<b>4.2.4</b>	<b>Exemplo 4 .....</b>	<b>59</b>
<b>4.2.5</b>	<b>Exemplo 5 .....</b>	<b>62</b>
<b>4.2.6</b>	<b>Exemplo 6 .....</b>	<b>65</b>
<b>4.2.7</b>	<b>Exemplo 7 .....</b>	<b>69</b>
<b>4.2.8</b>	<b>Exemplo 8 .....</b>	<b>72</b>
<b>4.2.9</b>	<b>Exemplo 9 .....</b>	<b>76</b>
<b>4.2.10</b>	<b>Exemplo 10 .....</b>	<b>79</b>
<b>4.2.11</b>	<b>Exemplo 11 .....</b>	<b>83</b>
<b>4.2.12</b>	<b>Exemplo 12 .....</b>	<b>86</b>
4.3	COEFICIENTE $\gamma_z$ E DIFERENÇAS NOS ESFORÇOS .....	90
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>95</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O emprego do concreto armado ainda é a técnica mais usada no Brasil para as estruturas na construção de edifícios residenciais e comerciais. O menor custo financeiro em relação a outras estruturas, como as de aço, associado ao conhecimento técnico acumulado mais consolidado entre os engenheiros nacionais, indica que o emprego do concreto armado seguirá relevante nas próximas décadas. Ao mesmo tempo, a necessidade de acomodação populacional em grandes centros, e até mesmo em cidades de médio porte, requer o uso eficiente dos limitados espaços urbanos, fazendo com que a construção de edifícios altos seja uma busca permanente dentro da Engenharia Civil.

Estruturas mais esbeltas são mais suscetíveis a problemas de instabilidade. Os deslocamentos causados pela ação das cargas horizontais são relativamente maiores em estruturas mais esbeltas. Esses deslocamentos modificam a distribuição das cargas verticais, que por sua vez geram novos esforços e novos deslocamentos na estrutura, chamados efeitos de segunda ordem.

No passado, o cálculo dos efeitos de segunda ordem em grandes estruturas apertadas era extremamente trabalhoso, uma vez que requeria um processo iterativo que levasse em consideração a não-linearidade das estruturas (FUSCO, 1981, p. 368). Devido a essa dificuldade, foram desenvolvidos métodos simplificados para a verificação da estabilidade. Hoje, no entanto, com o advento dos programas de cálculo computacionais, é possível realizar o cálculo mais preciso dos efeitos de segunda ordem em alguns minutos de processamento. Com isso, a utilidade dos métodos simplificados como ferramenta final de análise se torna questionável.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) admite que estruturas cujos efeitos de segunda ordem não superem 10% dos efeitos de primeira ordem, podem ser consideradas como estruturas de nós fixos, sendo dispensado o cálculo de segunda ordem. Para as demais, estes efeitos devem ser considerados. Além disso, prevê o uso de dois métodos simplificados para a verificação da estabilidade durante o projeto, sendo eles o parâmetro  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ . O parâmetro  $\alpha$ , a partir das características geométricas da estrutura e dos carregamentos verticais, estabelece um limite abaixo do qual os efeitos de

segunda ordem podem ser desprezados. Por sua vez, o coeficiente  $\gamma_z$ , além de estabelecer um limite abaixo do qual podem ser desconsiderados os efeitos de segunda ordem, também fornece um fator de majoração que, calculado a partir dos deslocamentos de primeira ordem, pode ser extrapolado para simular os efeitos de segunda ordem, dentro de uma determinada faixa de valores.

Neste trabalho, para doze estruturas diferentes escolhidas pelo autor, as quais diferem no número de pavimentos, nas mudanças de seção dos pilares entre pavimentos, na simetria dos carregamentos e no pé-direito dos pavimentos, será feita a análise da estabilidade utilizando o software TQS. Serão comparados os resultados obtidos através do método do coeficiente  $\gamma_z$  e de um processo rigoroso de cálculo de efeitos de segunda ordem (processo P-Delta), verificando possíveis discrepâncias entre os resultados.

## 2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: frente às diferenças nos resultados dos efeitos de segunda ordem pelos métodos do coeficiente  $\gamma_z$  e do processo P-Delta, e tendo em vista o baixo custo do processamento numérico de cálculos mais precisos por computadores, é adequado o uso do método simplificado do coeficiente  $\gamma_z$  para a verificação da estabilidade e simulação dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto armado estudadas?

### 2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

#### 2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a comparação de resultados obtidos na estimativa dos efeitos de segunda ordem através do método do coeficiente  $\gamma_z$  e do processo rigoroso P-Delta, para verificação da utilidade do método simplificado, para as estruturas estudadas.

#### 2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) avaliação da adequação do fator de redução 0,95 proposto pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) a ser multiplicado pelo coeficiente  $\gamma_z$  quando da estimativa dos esforços de segunda ordem;
- b) verificação da validade do parâmetro  $\alpha$  na definição das estruturas estudadas como de nós fixos ou nós móveis.

## 2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que, devido ao caráter homogêneo da majoração dos esforços pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  em oposição aos incrementos discretos oferecidos pelo processo P-Delta, a utilização do método simplificado acarretará em resultados com discrepâncias consideráveis, portanto, sendo inadequado, para as estruturas com quebras na linearidade como mudanças bruscas da inércia dos pilares e variações de pé-direito entre pavimentos.

## 2.4 PRESSUPOSTOS

O trabalho tem por pressupostos que:

- a) a não-linearidade física dos materiais é bem representada pela redução da rigidez da seção do elemento segundo os fatores previstos na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014);
- b) incrementos de esforços devido a efeitos de segunda ordem equivalentes a menos de 10% dos esforços presentes na estrutura indeformada são pouco significativos;
- c) o software TQS fornece, através do processo P-Delta, resultados que representam de forma bastante precisa o comportamento real da estrutura.

## 2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que a análise da estabilidade global é um fator determinante no dimensionamento de boa parte dos edifícios de concreto armado, devendo-se ter a real avaliação dos resultados dos métodos de cálculo.

## 2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a análise da estabilidade global em projetos de estruturas de edifícios de concreto armado.

## 2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a análise de uma quantidade limitada de configurações estruturais idealizadas pelo autor;
- b) a utilização de um único software na análise das estruturas;
- c) estudo de um número limitado de relações entre as grandezas que podem influenciar o comportamento da estrutura;
- d) serão avaliadas apenas diferenças em relação aos esforços obtidos através de cada um dos métodos, sendo ignoradas as análises dos deslocamentos e das vibrações.

## 2.8 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) escolha das variáveis estudadas;
- c) definição do modelo geométrico básico;
- d) lançamento e coleta dos resultados obtidos através do software;
- e) compilação e interpretação dos resultados;
- f) conclusões.

Na **pesquisa bibliográfica** foram estabelecidos os principais preceitos teóricos necessários para a compreensão do comportamento das estruturas no que concerne a sua estabilidade e o surgimento dos efeitos de segunda ordem. Foram apresentados de forma detalhada os métodos a serem utilizados neste trabalho e as considerações da norma brasileira que trata das estruturas de concreto armado a respeito da estabilidade global em edifícios. Também foram revisadas considerações estabelecidas em outros trabalhos a respeito da precisão no método do coeficiente  $\gamma_z$ .

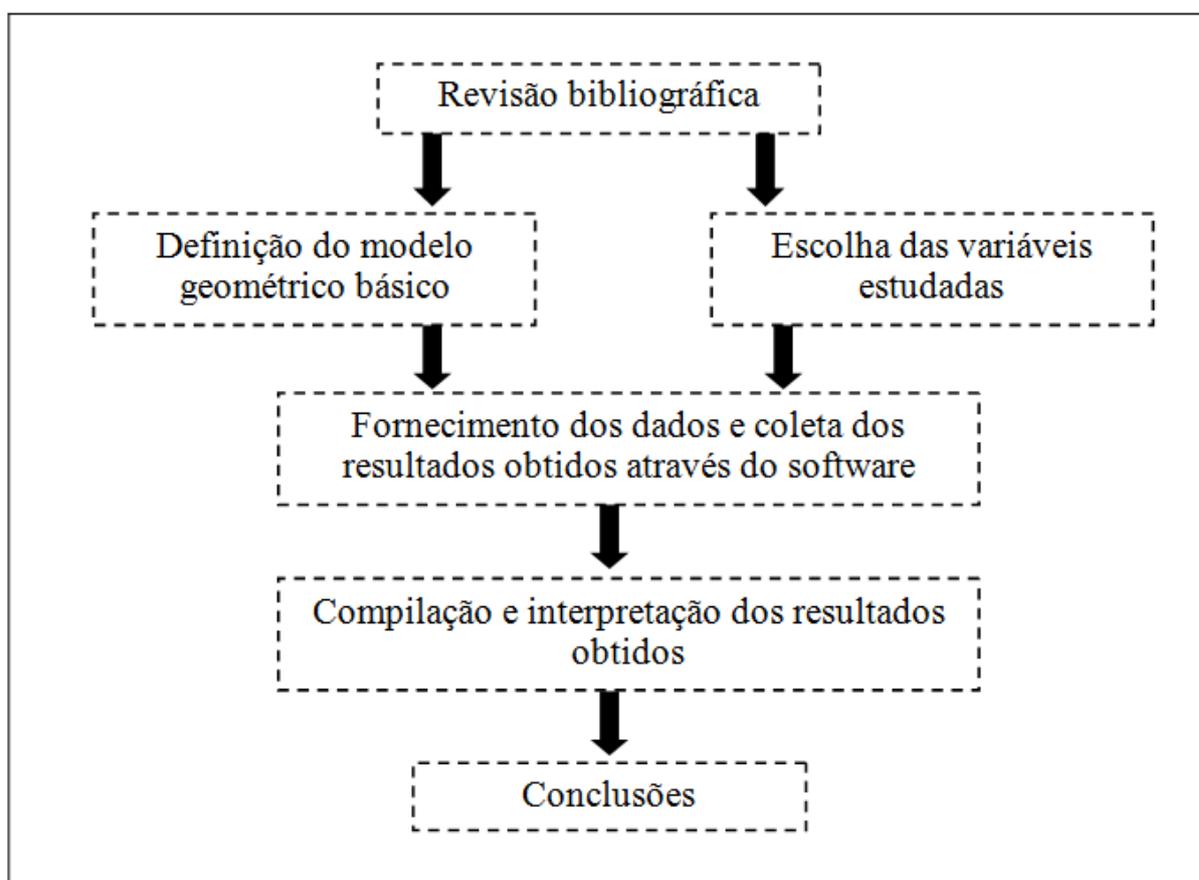
A seguir, foi feita a **escolha das variáveis estudadas**; a partir da pesquisa em trabalhos anteriores, foram estabelecidas algumas características estruturais pouco verificadas quanto a sua influência nos resultados obtidos pelos diferentes métodos de análise da estabilidade. Também foram consideradas características que já haviam sido estudadas e que apresentam indícios de gerar discrepâncias entre os resultados através de cada método. Algumas dessas variáveis são:

- a) número de pavimentos;

- b) pés-direitos uniformes ou variáveis;
- c) sistema de contraventamento principal por pórticos ou pilares-parede;
- d) simetria da estrutura;
- e) mudanças bruscas de inércia entre pavimentos.

Foi definido um **modelo geométrico básico** baseado em uma disposição arquitetônica de um pavimento condizente com edifícios usuais. A geometria foi então mantida o mais constante possível, enquanto foram analisadas combinações das demais variáveis.

Figura 1 – Etapas do trabalho



(fonte: elaborada pelo autor)

Definido o conjunto de estruturas a serem testadas, foi executado o **fornecimento dos dados e coleta dos resultados obtidos através do software**. O software TQS utilizado permitiu a entrada de dados de forma gráfica e a partir do processamento da estrutura forneceu os valores do coeficiente  $\gamma_z$ , do parâmetro  $\alpha$ , a razão precisa entre os momentos de segunda e primeira

ordens pelo processo P-Delta, assim como os esforços em cada elemento da estrutura para o método escolhido.

Na etapa de **compilação e interpretação dos resultados** foram descritos os valores obtidos ao longo da etapa anterior, assim como foram apontadas e quantificadas as possíveis diferenças entre os esforços obtidos por cada método.

Por fim, foram apresentadas as **considerações finais** a respeito da qualidade e relevância dos resultados obtidos e as recomendações quanto ao emprego do método simplificado do coeficiente  $\gamma_z$ .

### 3 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM E ESTABILIDADE GLOBAL

Para o dimensionamento adequado das estruturas, é essencial considerar não apenas o efeito das cargas sobre a configuração geométrica inicial, mas o efeito das cargas sobre a estrutura deformada pelos carregamentos aos quais ela pode estar submetida. Segundo Carmo (1995, p. 25), esses efeitos de segunda ordem que surgem devido aos deslocamentos podem tornar as condições de equilíbrio na estrutura deformada muito diferentes daquelas da estrutura inicial, podendo conduzi-la à instabilidade.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100) define os efeitos de segunda ordem:

Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma 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.

Ainda, explicita a necessidade de avaliação dos riscos de instabilidade nas estruturas de concreto armado:

Nas estruturas de concreto armado, o estado-limite último de instabilidade é atingido sempre que ao crescer a intensidade de carregamento e, portanto, as deformações, há elementos submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

[...]

A análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

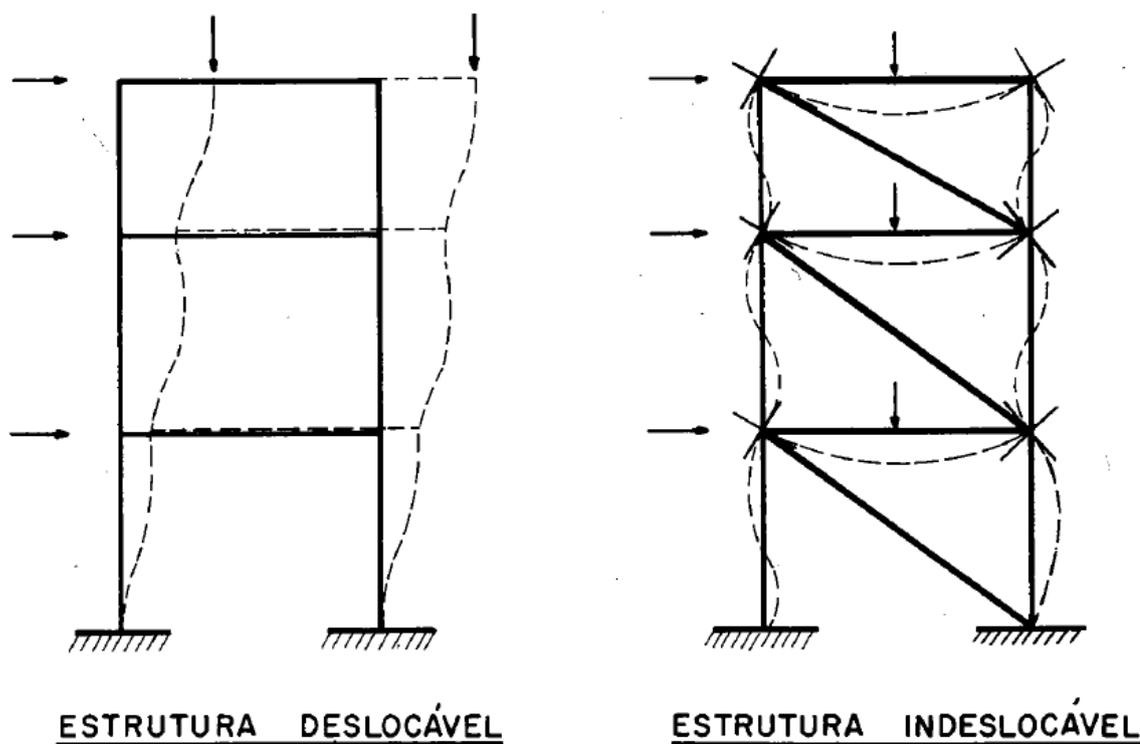
Estabilidade global é um termo que remete aos efeitos de segunda ordem que envolvem a edificação como um todo. Ribeiro (2010, p. 20) destaca que, além das verificações efetuadas em cada elemento da edificação isoladamente, “[...] deve-se dar especial atenção ao comportamento da estrutura quando todas as suas partes, que foram calculadas em separado, estiverem conectadas e recebendo carregamento.”

Ao longo deste capítulo serão abordados os principais fatores relacionados à estabilidade das estruturas, em especial as de concreto armado, bem como serão expostos conceitos e métodos de cálculo relacionados ao tema.

### 3.1 DESLOCABILIDADE

O surgimento de efeitos de segunda ordem está diretamente relacionado com a deslocabilidade das estruturas. A característica das estruturas de alterarem sua forma sob a ação de esforços externos também é conhecida como **não-linearidade geométrica**. Fusco (1981, p. 233) distingue as estruturas entre deslocáveis e indeslocáveis e define como estruturas deslocáveis aquelas “[...] cujos nós mudam de posição em virtude da flexão de suas barras.”, ele ainda menciona que as variações nos comprimentos das barras são usualmente desprezíveis. A figura 2 representa essa classificação.

Figura 2 – Estruturas deslocáveis e indeslocáveis



(fonte: FUSCO, 1981, p. 233)

Essa definição apresentada por FUSCO (1981, p. 233) é válida do ponto de vista teórico-conceitual. No entanto, na prática, todas as estruturas reais cumpririam essa característica e,

segundo essa definição, seriam consideradas como deslocáveis, uma vez que não existem estruturas com rigidez absoluta. Portanto, é necessário estabelecer uma distinção mensurável.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103) propõe, então, um critério pragmático para caracterizar as estruturas quanto a sua deslocabilidade; utilizando uma terminologia equivalente, as estruturas são qualificadas como de nós fixos ou móveis:

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

O emprego do valor de um décimo como limite da razão entre os efeitos de segunda e primeira ordem para que aqueles sejam desconsiderados é justificado pelo fato de as incertezas quanto aos carregamentos horizontais devidos ao vento serem dessa mesma grandeza (CARMO, 1995, p. 25).

Para efeito deste trabalho, será considerada válida essa ponderação estabelecida pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103), de forma que o estudo aqui apresentado deve identificar estruturas cujos esforços globais de segunda ordem representem mais de 10% dos esforços de primeira ordem, pois, apenas tais estruturas requerem a análise de estabilidade.

### 3.2 RIGIDEZ

Conforme mencionado anteriormente, os efeitos de segunda ordem surgem a partir de deformações na estrutura que acabam por deslocar os pontos de aplicação das cargas. A rigidez de uma estrutura, portanto, tem um papel fundamental na estabilidade dos edifícios, já que as deformações são inversamente proporcionais à rigidez.

O estudo da rigidez das estruturas neste trabalho será dividido em duas partes. Primeiro serão apresentadas considerações a respeito das configurações mais eficientes para o projeto de uma

edificação estável. A seguir será abordada a influência do comportamento do concreto como material construtivo na rigidez dos elementos estruturais.

### 3.2.1 Configuração espacial da edificação

Fusco (1981, p. 355) recomendava que não se considerassem todos os pilares da estrutura na verificação da estabilidade, uma vez que isso levaria a uma grande complexidade no cálculo. Hoje, como o processamento dos cálculos pode ser executado quase integralmente por computadores, essa motivação não é tão relevante.

No entanto, da busca por estabelecer um esqueleto estrutural simples e confiável que garantisse a estabilidade da edificação, foram estabelecidas configurações espaciais que são sempre almeçadas pelos engenheiros projetistas.

Zumaeta Moncayo (2011, p. 77) destaca essas duas disposições construtivas que contribuem consideravelmente para a rigidez e estabilidade global das estruturas:

Para que se garanta a estabilidade global de uma edificação, é essencial que se formem pórticos pela união de vigas e pilares em direções ortogonais.

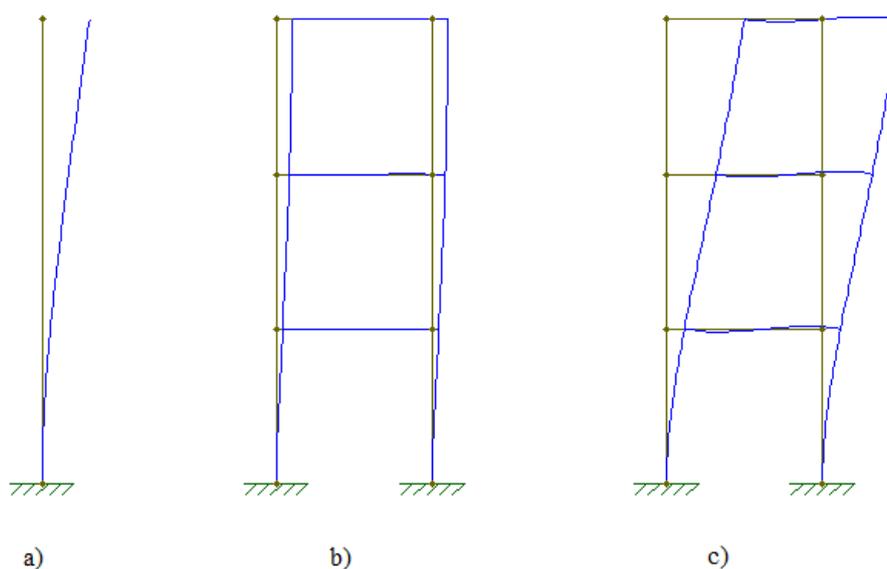
Além dos pórticos, outra possibilidade consiste na utilização também de núcleos, ou seja, pilares-parede de grandes dimensões, em geral em formato de “U”, junto a escadas e elevadores, pois eles possuem grande rigidez à flexão e contribuem de maneira significativa.

Fusco (1981, p. 355) reforça a ideia de que a estabilidade global das edificações é garantida, usualmente, por um sistema de pórticos múltiplos ou pilares-parede de grande inércia engastados nas fundações. Também é possível a utilização de uma combinação de ambos.

Os elementos pertencentes a essas subestruturas de elevada rigidez são chamados de elementos de contraventamento, enquanto os demais elementos, que possuem função estrutural, mas, não em relação à estabilidade global, são chamados de elementos contraventados. É função dos elementos de contraventamento resistir à ação do vento, bem como garantir a estabilidade de toda a estrutura, em especial, conferindo aos nós dos demais pilares a qualidade de indeslocáveis, uma vez que estes se tornariam rapidamente instáveis sem os travamentos adequados a cada pavimento.

Ainda, em relação à rigidez da estrutura, Kimura (2007, p. 593) acrescenta que as lajes contribuem minimamente para a estabilidade global dos edifícios e podem ser desprezadas na maioria das vezes. Já as vigas e os pilares têm grande influência na estabilidade global, porém, é preciso discernir se de fato agregam à subestrutura de contraventamento. A figura 3 apresenta de forma ilustrativa a deformação causada por um mesmo carregamento horizontal em um pilar-parede, um pórtico formado por pilares e vigas, e um pórtico formado por pilares e lajes de baixa rigidez.

Figura 3 – Deformações causadas por carregamento horizontal: a) pilar-parede; b) pórtico de pilares e vigas; c) pórtico de pilares e lajes



(fonte: elaborado pelo autor)

Uma das exceções em que as lajes participam de forma importante para a estabilidade global ocorre nas edificações com lajes protendidas, onde o aumento da espessura das lajes contribui para o enrijecimento das ligações laje-pilar e conseqüentemente para a estabilidade da edificação, apesar do acréscimo de cargas verticais (FEITOSA; ALVES, 2015, p. 223).

Softwares modernos, como o TQS, fundamentalmente não fazem distinções teóricas quanto às características dos elementos estruturais (excetuando alguns critérios que são deixados a cargo do projetista). Dessa forma, agregam no cálculo a totalidade das contribuições de cada elemento estrutural, mesmo que muito pequena. Do ponto de vista tecnológico isso é muito positivo para a Engenharia, entretanto, essa ferramenta não exige o engenheiro de possuir

profunda compreensão acerca do comportamento das estruturas, pois, cabe a ele conceber estruturas que sejam eficientes, bem como avaliar os resultados fornecidos pelo software.

Ribeiro (2010, p. 80) sugere que estruturas de contraventamento formadas pela associação entre pilares-parede e pórticos tendem a ser mais econômicas do que aquelas formadas exclusivamente por pilares-parede, devendo-se observar que o uso de muitos pilares de grandes dimensões pode levar a um consumo excessivo de aço.

### 3.2.2 Comportamento do concreto armado

Além da avaliação da configuração espacial da edificação, a consideração da rigidez de cada elemento é essencial para a garantia da estabilidade da estrutura como um todo. A rigidez desses elementos deve ser estimada considerando os efeitos da **não-linearidade física** do concreto armado (PINTO, 1997, p. 6).

Kimura (2007, p. 466) descreve a não-linearidade física como alterações que ocorrem nas propriedades dos materiais à medida que o carregamento é aplicado.

Segundo Pinto (1997, p. 1), o comportamento não-linear do concreto armado se deve, entre outros fatores, ao efeito da fissuração, da fluência e do escoamento das armaduras. Já Zumaeta Moncayo (2011, p. 24) salienta que a característica mais importante relativa a não-linearidade do concreto está relacionada ao seu módulo de elasticidade e Kimura (2007, p. 467) destaca que a fissuração é um fator preponderante na análise de edifícios e é decisiva na resposta não-linear dos elementos fletidos.

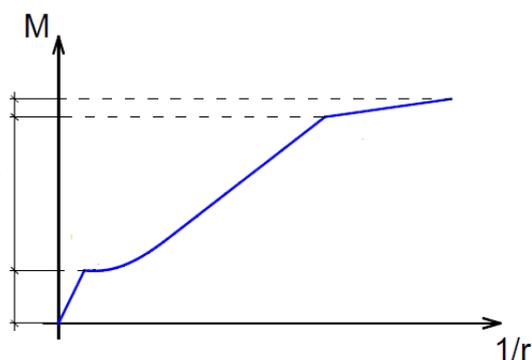
Diferentemente de um material de comportamento linear, o módulo de elasticidade do concreto reduz conforme aumenta a tensão à qual está submetido, apresentando uma relação entre tensão e deformação que dá origem a um gráfico em formato parabólico.

A consideração rigorosa de todos esses fatores na determinação da rigidez do elemento é trabalhosa e de difícil aplicação, pois requer uma análise iterativa de carregamentos incrementais onde são verificados os estados das seções para cada nível de carregamento. Para cada seção resulta, ao fim, um valor de rigidez diferente, em função do nível da solicitação, da quantidade e da disposição da armadura da seção (PINTO, 1997, p. 6).

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100) exige a consideração da não-linearidade física na verificação dos efeitos de segunda ordem e da estabilidade, e prevê a utilização de diagramas momento-curvatura para a determinação da rigidez das seções. Em adição, salienta que a relação momento-curvatura é construída para uma seção específica, com a taxa de armadura e o valor da força normal atuante determinados.

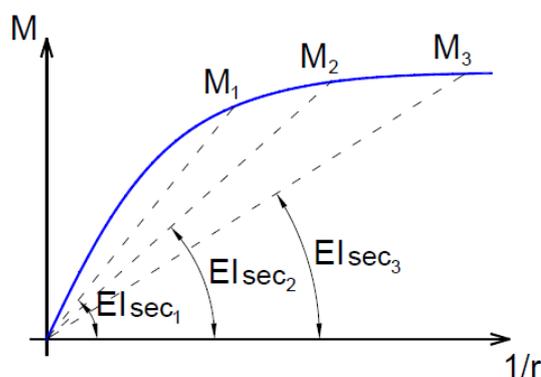
O emprego do diagrama momento-curvatura, representado na figura 4, é mais útil para os projetistas do que a utilização do diagrama tensão-deformação do concreto, pois, da relação momento-curvatura se obtém diretamente o valor da rigidez  $EI$ , além de permitir trabalhar diretamente com momentos fletores, que são os esforços mais corriqueiros na análise estrutural (KIMURA, 2007, p. 494). Ainda, para o cálculo de elementos submetidos a esforço normal, como vigas submetidas à flexão composta e, principalmente, pilares, emprega-se o diagrama normal-momento-curvatura, indicado na figura 5 (ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 24).

Figura 4 – Diagrama momento-curvatura



(fonte: adaptado de ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 25)

Figura 5 – Diagrama normal-momento-curvatura



(fonte: ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 25)

Em ambos os diagramas acima,  $M$  representa o momento ao qual a seção está submetida e  $1/r$  é a curvatura na seção do elemento. Observa-se que, tendo sido estabelecido o gráfico, a rigidez é obtida facilmente, pois, equivale à razão entre momento e a curvatura para cada ponto no diagrama. No entanto, como mencionado anteriormente, a definição do gráfico é dependente das características da seção de concreto armado que, por sua vez, só pode ser

dimensionada a partir da envoltória de esforços oriunda da análise estrutural. Dessa forma, na análise global, a consideração das rigidezes precisas através dos diagramas momento-curvatura requer um processo iterativo que envolve o dimensionamento de todos os elementos da edificação a cada iteração.

Tendo em vista a complexidade dessa análise, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106), permite, **especificamente para análise dos esforços globais de segunda ordem em edificações com quatro ou mais pavimentos**, uma consideração aproximada dos efeitos da não-linearidade física através da redução da rigidez das seções por valores uniformes:

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

– lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$

– vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$  para  $A_{s'} \neq A_s$  e

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

– pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Onde:

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

Esses valores propostos se mostraram a favor da segurança quando comparados com resultados obtidos por análises numéricas e foram considerados adequados por Pinto (1997, p. 33), que encontrou reduções de rigidezes médias de 0,6 para vigas e 1,0 para pilares. No presente trabalho, serão adotados os valores fornecidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106).

### 3.3 CARREGAMENTO

Ao longo da sua vida útil, as estruturas passam por inúmeros carregamentos diferentes. Para garantir a sua segurança, é necessário realizar a verificação de diversas combinações de cargas durante o projeto, de forma a estimar os maiores esforços a que cada elemento poderá

estar sujeito ao longo do tempo, bem como as condições mais críticas para a estabilidade global.

A geração de combinações de ações necessárias para o cálculo de um edifício de concreto armado foi fortemente influenciada pelo avanço da computação nos últimos anos. Hoje, as estruturas são calculadas para dezenas, centenas e até milhares de combinações (KIMURA, 2007, p. 59). No entanto, cabe ao engenheiro interpretar e identificar as combinações que geram resultados relevantes para o dimensionamento da estrutura.

Para uma boa compreensão do fenômeno da instabilidade, é preciso discernir com clareza os efeitos das cargas horizontais e das cargas verticais na estrutura.

### **3.3.1 Cargas horizontais e desaprumo**

As cargas horizontais e o desaprumo geram efeitos similares nas edificações. A principal carga horizontal é consequência da ação do vento, enquanto o desaprumo se deve às imperfeições geométricas da estrutura. De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p 59) quando a ação do desaprumo for inferior a 30% da ação do vento, aquela deverá ser desconsiderada, da mesma forma, a ação do vento será desconsiderada quando representar menos de 30 % das ações do desaprumo. Para os demais casos devem-se realizar combinações entre ambas. Para edifícios usuais, o vento é normalmente preponderante (KIMURA, 2007, p. 69).

Zumaeta Moncayo (2011, p. 75) faz uma afirmação que pode causar estranheza num primeiro momento: “A estabilidade de um edifício independe da intensidade da ação horizontal, por exemplo, o vento.”. Apesar de o vento ser o principal responsável pelos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, é incorreto pensar que ele afeta a estabilidade dos edifícios.

Tanto a ação do vento, quanto o desaprumo, são imprescindíveis de serem considerados no dimensionamento das edificações, uma vez que são responsáveis por grandes esforços de flexão nos pilares e demais elementos que participem da subestrutura de contraventamento. Entretanto, essas cargas não acarretam efeitos de segunda ordem.

No caso da ação do vento, as forças atuantes geram os mesmos momentos nas análises de primeira e segunda ordem, já que a posição e direção da ação desse carregamento são

constantes em relação aos eixos das bases dos pilares, mesmo quando a estrutura de deforma. Já o desaprumo representa um braço de alavanca inicial e constante conferido às cargas verticais em relação aos eixos dos pilares.

É importante reiterar que, quando se avalia a questão da instabilidade e dos efeitos de segunda ordem, se está procurando esforços que surgem na estrutura em **acréscimo aos esforços iniciais**, bem como a intensidade **relativa** entre eles.

### 3.3.2 Cargas verticais

Diferentemente das cargas horizontais, as cargas verticais, como o peso próprio e a sobrecarga acidental, afetam diretamente a estabilidade das estruturas (KIMURA, 2007, p. 591). A partir das deformações de primeira ordem geradas pelas cargas horizontais e desaprumo, as forças verticais passam a ser responsáveis pelos momentos de segunda ordem, assim, quanto maior for o carregamento vertical da edificação, maiores serão os efeitos de segunda ordem relativamente aos efeitos de primeira ordem e, portanto, mais suscetível a problemas de instabilidade será a edificação.

## 3.4 MÉTODOS DE CÁLCULO

Nesta seção serão descritos os métodos simplificados para o cálculo dos efeitos de segunda ordem e verificação da estabilidade global presentes na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104-105), sendo eles o coeficiente  $\gamma_z$  e o parâmetro  $\alpha$ . Inicialmente, será apresentado o método rigoroso P-Delta, cujos resultados serão considerados como testemunhos para a validação dos resultados obtidos pelos métodos simplificados.

### 3.4.1 Processo P-Delta

Nesta seção será apresentado o método P-Delta tradicional, bem como serão descritas as modificações presentes no método P-Delta do software TQS.

### 3.4.1.1 P-Delta tradicional

Processo P-Delta é um termo utilizado para designar métodos de cálculo que relacionam cargas verticais ( $P$ ) com deslocamentos horizontais ( $\Delta$ ), portanto, não existe um único método com essa denominação. Neste trabalho será abordado o **método da carga lateral fictícia**, sendo este o mais frequentemente associado ao processo P-Delta, (ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 51). Esse método consiste de um cálculo iterativo onde são utilizados acréscimos sequenciais de forças horizontais fictícias que simulam os efeitos de segunda ordem gerados pelo deslocamento das cargas verticais, até se atingir a posição de equilíbrio. Fusco (1981, p. 368) faz as seguintes considerações a respeito desse método, ao qual ele se refere como **cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos**:

No caso de pórticos múltiplos com barras perpendiculares entre si, pode-se desenvolver um processo de cálculo suficientemente rigoroso que pode ser programado para emprego prático [...].

O processo se desenvolve por aproximações sucessivas. Na primeira etapa é feita uma análise linear de primeira ordem, calculando-se os deslocamentos horizontais a<sub>i</sub> dos diferentes andares.

Na segunda etapa vão ser considerados os efeitos dos deslocamentos horizontais calculados na etapa anterior

Todavia, em lugar das barras serem consideradas com deformações iniciais, [...] admite-se novamente a configuração inicial do pórtico, substituindo-se o efeito de segunda ordem por um efeito de primeira ordem equivalente.

Para isso, na segunda etapa serão consideradas forças horizontais suplementares [...].

O procedimento de cálculo das forças horizontais suplementares é ilustrado nas figuras 6 e 7. A partir da aplicação das cargas verticais  $P_i$  sobre a estrutura deformada pelo carregamento inicial (figura 6), surgem momentos em decorrência dos deslocamentos relativos entre os pavimentos. Esses momentos são substituídos por binários equivalentes de forças horizontais fictícias  $V'_i$  (figura 7). Por fim, são somadas as forças horizontais fictícias de lances subsequentes que atuam no mesmo nó, obtendo-se uma única força horizontal suplementar  $H'_i$  para cada nó, que será acrescentada ao carregamento inicial. O procedimento, então, é repetido iterativamente para a estrutura indeformada com o carregamento inicial acrescido dessas forças horizontais suplementares obtidas na última iteração. A estrutura será considerada estável quando os deslocamentos e as forças fictícias convergirem para valores finitos (FUSCO, 1981, p. 368).

Obtém-se a seguinte formulação:

$$H'_i = \frac{P_{i-1}}{h_{i-1}} (\Delta_i - \Delta_{i-1}) - \frac{P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo,

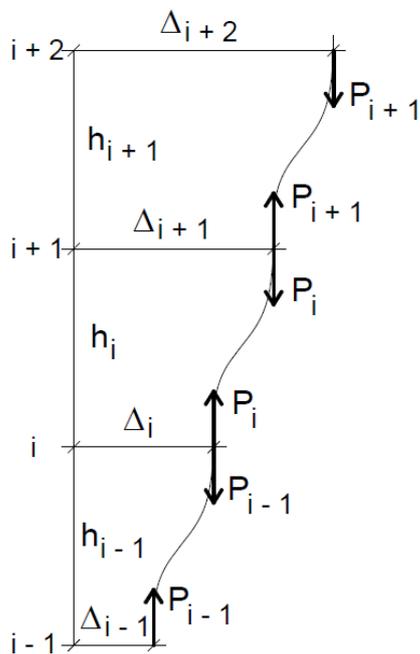
$P_i$  = força vertical sobre o nó  $i$ ;

$H'_i$  = força horizontal suplementar sobre o nó  $i$ ;

$\Delta_i$  = deslocamento do nó  $i$  em relação à posição inicial;

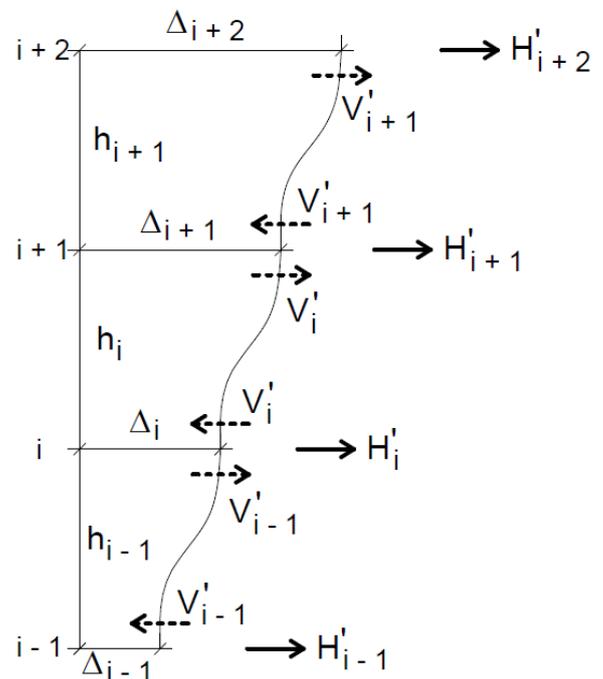
$h_i$  = altura do lance entre o nó  $i$  e o nó imediatamente acima.

Figura 6 – Esquema das forças verticais na estrutura deformada



(fonte: ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 54)

Figura 7 – Esquema das forças horizontais suplementares



(fonte: ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 54)

É possível acelerar o processo de determinação dos momentos fletores em uma dada seção fazendo-se a consideração de que os incrementos obedecerão a uma progressão geométrica

com razão menor do que um. A fórmula a seguir é apresentada pelo Comité Euro-Internacional Du Béton (1977<sup>1</sup> apud FUSCO, 1981, p. 368):

$$M = \frac{M_I}{1 - \frac{M_{II} - M_I}{M_I}} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde,

M = momento fletor final;

M<sub>I</sub>, M<sub>II</sub>,... = momentos fletores calculados numa dada seção de referência da estrutura.

#### 3.4.1.2 P-Delta TQS

O processo P-Delta incluído no software TQS, o qual será utilizado neste trabalho, segundo Zumaeta Moncayo (2011, p. 65), é ainda mais preciso do que o procedimento tradicional apresentado anteriormente. O algoritmo presente no TQS realiza um processo numérico também iterativo, porém executa sucessivas correções na matriz de rigidez.

O software ainda permite utilizar uma ferramenta, que visa aumentar a precisão da análise global, levando em consideração uma característica do processo construtivo. Usualmente nos programas de cálculo estrutural, primeiramente é feito o lançamento da estrutura e a seguir todo carregamento é aplicado em uma única etapa. No entanto, na execução da estrutura real esse carregamento é realizado por etapas. A diferença que ocorre é que, enquanto no modelo estrutural os pilares sujeitos às maiores tensões se deformam axialmente na totalidade de uma só vez, na estrutura real as deformações são corrigidas a cada pavimento pelo método construtivo. Assim, o encurtamento dos pilares sujeitos a altas tensões axiais é de fato menor do que o gerado pelos programas de cálculo que não consideram esse efeito, com isso, alteram-se os diagramas de momentos fletores das vigas, principalmente nos andares superiores, podendo, inclusive, inverter o sinal dos momentos nos apoios internos (ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 67).

Para resolver esse problema, o software TQS utiliza um processo denominado **P-Delta de dois passos**. Nesse processo, realiza-se uma primeira etapa onde são aplicados os

<sup>1</sup> Comité Euro-International Du Béton. CEB-FIP **Manual of buckling and instability**, in CEB Bulletin d'Information n° 123, Paris, 1977.

carregamentos verticais, no entanto, majora-se a área dos pilares de forma que as deformações axiais aproximem-se das deformações reais. Dessa etapa, são armazenadas as distribuições de esforços e a matriz geométrica. Na segunda etapa são aplicadas as forças horizontais e realiza-se o processo iterativo sobre o modelo com as seções verdadeiras dos pilares. A primeira iteração é realizada sobre as deformações obtidas na primeira etapa.

Ao fim do processamento, são obtidos os esforços e deslocamentos finais considerando os efeitos de segunda ordem ao longo de toda estrutura, porém, não se obtém um valor único com o qual se possa qualificar ou quantificar a estabilidade global da estrutura. Para tal, o software TQS dispõe o coeficiente RM2M1, que procura, de forma aproximada, quantificar os resultados globais da análise P-Delta em um único termo. O coeficiente RM2M1 fornece a razão entre os momentos globais de segunda e primeira ordens e é calculado de forma análoga ao coeficiente  $\gamma_z$  (apresentado adiante), com a seguinte formulação (FEITOSA; ALVES, 2015, p. 214):

$$RM1M2 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo,

$M_1$  = momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

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

### 3.4.2 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro, criado pelos engenheiros brasileiros Augusto Carlos de Vasconcelos e Mário Franco, largamente utilizado para avaliar a estabilidade global de edifícios de concreto armado de maneira simples, rápida e eficiente (KIMURA, 2007, p. 559).

Carmo (1995, p. 52) explica que esse coeficiente surgiu do empenho de se obter um método capaz de detectar se a estrutura é de nós móveis ou fixos e, além disso, estimar os esforços de segunda ordem quando relevantes, sem ter que realizar uma análise de segunda ordem.

### 3.4.2.1 Formulação

Zumaeta Moncayo (2011, p. 37) descreve o início do processo didaticamente:

Partindo-se de uma análise linear, com aplicação das ações horizontais, são calculados os momentos de primeira ordem  $M_1$  em relação à base do edifício e os deslocamentos horizontais da base da estrutura [...]. Esses deslocamentos fazem com que a força vertical atuante gere acréscimos de momento fletor na base, resultando um momento  $M_2$  [...].

Supondo que os acréscimos de momentos seguirão uma progressão geométrica, sua razão  $r$  será:

$$r = \frac{\Delta M}{M_1} \quad (\text{fórmula 4})$$

$$\Delta M = M_2 - M_1 \quad (\text{fórmula 5})$$

Para uma estrutura estável, sempre se deve ter uma razão  $r$  inferior a um. Segue, portanto, que os momentos finais,  $M$ , equivalem à soma de todos os elementos de uma progressão geométrica de razão  $r$  e valor inicial  $M_1$ :

$$M = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}} \times M_1 \quad (\text{fórmula 6})$$

$$M = \gamma_z \times M_1 \quad (\text{fórmula 7})$$

Das fórmulas 6 e 7, obtém-se, por fim, a formulação apresentada pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

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

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

Os valores de rigidez empregados no cálculo deste coeficiente são os dispostos no item 3.2.2 deste trabalho.

#### 3.4.2.2 Verificação da estabilidade e majoração dos esforços

De antemão, é importante ressaltar que o coeficiente  $\gamma_z$  faz unicamente uma análise global, simplificada, da soma dos momentos em relação à base da estrutura, oferecendo um majorador homogêneo para todo o esforço horizontal, diferentemente do processo P-Delta, que faz uma análise discreta dos incrementos de esforços nó a nó e, portanto, não gera um majorador global.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100), dispõe que a estrutura pode ser considerada de nós fixos sempre que o valor de  $\gamma_z$  não for superior a 1,1. Disso, subentende-se que o valor de  $\gamma_z = 1,1$  equivale a um acréscimo de 10% nos esforços em decorrência dos efeitos de segunda ordem, pois, este é o critério adotado inicialmente na distinção entre estruturas de nós móveis e fixos.

Essa conclusão é condizente com a formulação do coeficiente  $\gamma_z$  e é confirmada por Kimura (2007, p. 561), quando ele afirma que, para valores pouco superiores a um, “[...] de forma aproximada, pode-se relacionar a parte decimal do número obtido com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura.”. Entretanto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106) recomenda que os esforços de

primeira ordem devam ser majorados pelo fator de  $0,95\gamma_z$  para a determinação dos esforços finais.

Zumaeta Moncayo (2011, p. 175), a partir de um estudo envolvendo sete estruturas, concluiu que a majoração por  $\gamma_z$  se mostra mais precisa do que a majoração por  $0,95\gamma_z$ . Suas conclusões foram ao encontro dos resultados obtidos por outros autores (LIMA, 2001<sup>2</sup> apud ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 34; PINTO et alli, 2005<sup>3</sup> apud ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 34; MARIN, 2009<sup>4</sup> apud ZUMAETA MONCAYO, 2011, p. 34).

### 3.4.2.3 Restrições de aplicabilidade

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106) estipula que o coeficiente  $\gamma_z$  só pode ser utilizado como majorador de esforços para simular efeitos de segunda ordem quando o seu valor for menor ou igual a 1,3. A justificativa desta limitação é que para valores mais elevados de  $\gamma_z$  surgem discrepâncias entre os resultados desse método simplificado e de métodos mais rigorosos, as quais podem ser contra a segurança.

Inicialmente, Franco e Vasconcelos (1991<sup>5</sup> apud CARMO, 1995, p. 109) propuseram um valor limite de 1,2 para o majorador global  $\gamma_z$ . Já Carmo (1995, p. 109) estudou 30 estruturas de projetos reais e sugeriu que se aumentasse o limite para 1,3. Pinto (1997, p. 101), por sua vez, avaliou 25 estruturas e encontrou discrepâncias da ordem de apenas 3% nos esforços em vigas para valores de  $\gamma_z$  acima de 1,25 e de 5% nos momentos fletores em pilares para valores maiores do que 1,2 e, portanto, considerou este valor limite adequado.

Vasconcelos (1998, p. 60) adverte que existem dúvidas quanto à validade do uso do coeficiente  $\gamma_z$  como amplificador de momentos no caso de pés-direitos muito diferentes e nos casos de variações bruscas de momentos de inércia entre pavimentos sucessivos. Também

<sup>2</sup>LIMA, J. S. **Verificação da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 225p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

<sup>3</sup>PINTO, R. S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Utilização do parâmetro  $\gamma_z$  para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas**, v.1, n.2. São Paulo, 2005.

<sup>4</sup>MARIN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

<sup>5</sup>FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. **COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90**. Rio de Janeiro, p. 307-324, 1991.

afirma que há carência de comprovação nos casos em que a resultante das ações horizontais não passa pelo centro de torção. Isso pode ocorrer quando a edificação não apresenta simetria bilateral. Wordell (2003, p. 33) reitera essa afirmação quando pondera que, em edifícios com centro de rigidez deslocado em relação ao centro da estrutura ou quando não houver simetria entre a estrutura e os carregamentos, podem surgir giros relativos entre os pavimentos que prejudiquem os resultados dos cálculos do parâmetro  $\gamma_z$ .

O uso do coeficiente  $\gamma_z$  também está restrito a edificações com mais de quatro pavimentos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105). Zumaeta Moncayo (2011, p. 34) oferece como justificativas para isso o fato de não haver um coeficiente redutor da rigidez de pilares definido para estruturas com menos de quatro andares, bem como o fato de edifícios mais baixos usualmente possuírem muitas diferenças entre um piso e outro, o que se opõe a ideia de majoração homogênea dos esforços.

#### 3.4.2.4 Avaliação da instabilidade

Quanto à aplicação do coeficiente  $\gamma_z$  na verificação da estabilidade da estrutura, Kimura (2007, p. 560) afirma: “Edifícios de concreto armado com valores de  $\gamma_z$  superiores a 1,3 possuem um grau de instabilidade elevado. O ideal é projetar estruturas com um  $\gamma_z$  inferior a 1,2.”. Em acréscimo, alerta que para valores superiores a 1,5 a estrutura é instável e impraticável, e que valores inferiores a um, ou negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável ou que ocorreu um erro nos cálculos.

### 3.4.3 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  é o segundo método simplificado de avaliação da estabilidade global apresentado neste trabalho. Este parâmetro, ao contrário do coeficiente  $\gamma_z$ , não tem a proposta de funcionar como majorador de esforços para simular efeitos de segunda ordem, mas, apenas de oferecer uma metodologia acessível para a verificação da estabilidade da edificação. Ellwanger (2013, p. 799) destaca a relevância que este método, desenvolvido pelos alemães Beck e König (1967<sup>6</sup> apud ELLWANGER, 2013, p. 798), na Engenharia: “Devido à simplicidade de sua aplicação, o diagnóstico baseado no parâmetro de instabilidade

---

<sup>6</sup> BECK, H. e KÖNIG, G. Haltekräfte im Skelettbau. Em: **Beton und Stahlbetonbau**, n. 62, Berlin, p. 7-15 e 56-60, 1967.

[ $\alpha$ ] é frequentemente utilizado nas fases preliminares do projeto, especialmente no pré-dimensionamento das estruturas de contraventamento.”.

### 3.4.3.1 Formulação

A formulação deste parâmetro deriva de um equacionamento bastante familiar aos engenheiros, qual seja da carga de Euler ou carga crítica de flambagem. A dedução da carga crítica de flambagem não será apresentada neste trabalho, suscitando introduzir a equação convenientemente como:

$$P_{cr} = \alpha_{cr}^2 \times \frac{EI}{L^2} \quad (\text{fórmula 9})$$

Isolando  $\alpha_{cr}$ , tem-se:

$$\alpha_{cr} = L \times \sqrt{\frac{P_{cr}}{EI}} \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

$L$  = comprimento do elemento;

$\alpha_{cr}$  = fator que depende da vinculação do elemento;

$P_{cr}$  = carga crítica de flambagem.

Analogamente à fórmula 10 temos, para edificações, (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104):

$$\alpha = H_{tot} \times \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde,

$\alpha$  = parâmetro de instabilidade;

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

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

$E_{cs}I_c$  = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. 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 seguir, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104-105) especifica que o valor de  $I_c$  deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares e descreve como determinar a rigidez do pilar equivalente:

- a) calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- b) 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 artifício do pilar equivalente para determinar a rigidez é útil para estruturas entrelaçadas, por exemplo (FUSCO, 1981, p. 356), validando a aplicação do parâmetro  $\alpha$  a elas.

#### 3.4.3.2 Valores limites

O procedimento para a utilização do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  consiste em determinar o valor de  $\alpha$  da edificação, conforme a formulação apresentada anteriormente, e, a seguir, comparar o valor obtido com limites pré-estabelecidos.

Beck e König (1967<sup>7</sup> apud VASCONCELOS, 1998, p. 58) chegaram, inicialmente, a um valor de instabilidade crítico,  $\alpha_{cr} = 2,8$ . Esse seria o valor limite para o parâmetro  $\alpha$  de edifícios altos (quatro ou mais pavimentos, que justificaria a utilização de um modelo contínuo), além do qual a edificação não apresentaria estabilidade.

No entanto, mesmo para valores de  $\alpha$  menores do que 2,8, a edificação já apresentaria deslocamentos horizontais provocando efeitos de segunda ordem consideráveis. Para garantir que os acréscimos de esforços não superassem 10% dos esforços iniciais, Beck e König

<sup>7</sup> BECK, H. e KÖNIG, G. Haltekräfte im Skelettbau. Em: **Beton und Stahlbetonbau**, n. 62, Berlin, p. 7-15 e 56-60, 1967.

(1967<sup>8</sup> apud VASCONCELOS, 1998, p. 58) definiram ser necessário que, para edifícios com mais de quatro andares,  $\alpha < 0,6$  e, para edificações com um, dois, ou três pavimentos, o valor de  $\alpha$  deve respeitar, respectivamente, os limites de 0,3, 0,4 e 0,5.

Esse exato critério ainda é adotado pela NBR6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) na distinção das estruturas entre de nós fixos ou móveis, com a seguinte ressalva:

O valor limite  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \geq 4$  é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.

Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar  $\alpha_1 = 0,6$ . No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar  $\alpha_1 = 0,7$ . Quando só houver pórticos, adotar  $\alpha_1 = 0,5$ .

Onde:

$\alpha_1$  = valor de  $\alpha$  abaixo do qual a estrutura pode ser considerada como de nós fixos.

A partir de testes realizados em modelos estruturais contraventados por pilares-parede, Ellwanger (2013, p. 809) observou que os valores de  $\alpha_1$  variam conforme o número de pavimentos também para estruturas com mais de quatro andares. No seu estudo, esses valores variaram entre 0,65 (quatro andares) e 0,76 (noventa andares ou mais), em discordância com o valor fixo de 0,7 proposto pela NBR6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104). Para as estruturas entre quatro e sete pavimentos analisadas, o valor de  $\alpha_1 = 0,7$  se mostrou contra a segurança.

Ribeiro (2010, p. 16, 80) buscou verificar a possibilidade de interpolar os valores de  $\alpha_1$  para edifícios com estruturas de contraventamento formadas por associações de pórticos com paredes ou núcleos resistentes. Porém, para as estruturas analisadas, não se demonstrou possível estabelecer uma interpolação.

#### 3.4.3.3 Restrições de aplicabilidade

Devido ao fato que, em estruturas assimétricas, os carregamentos verticais podem ocasionar deslocamentos horizontais que não são considerados na formulação, a utilização do parâmetro  $\alpha$  está restrita a estruturas reticuladas simétricas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104).

<sup>8</sup> BECK, H. e KÖNIG, G. Haltekräfte im Skelettbau. Em: **Beton und Stahlbetonbau**, n. 62, Berlin, p. 7-15 e 56-60, 1967.

## 4 ANÁLISE DOS EXPERIMENTOS

Neste capítulo será apresentada, inicialmente, a metodologia adotada para análise e, a seguir, serão descritos os resultados obtidos para os doze exemplos testados através do software TQS.

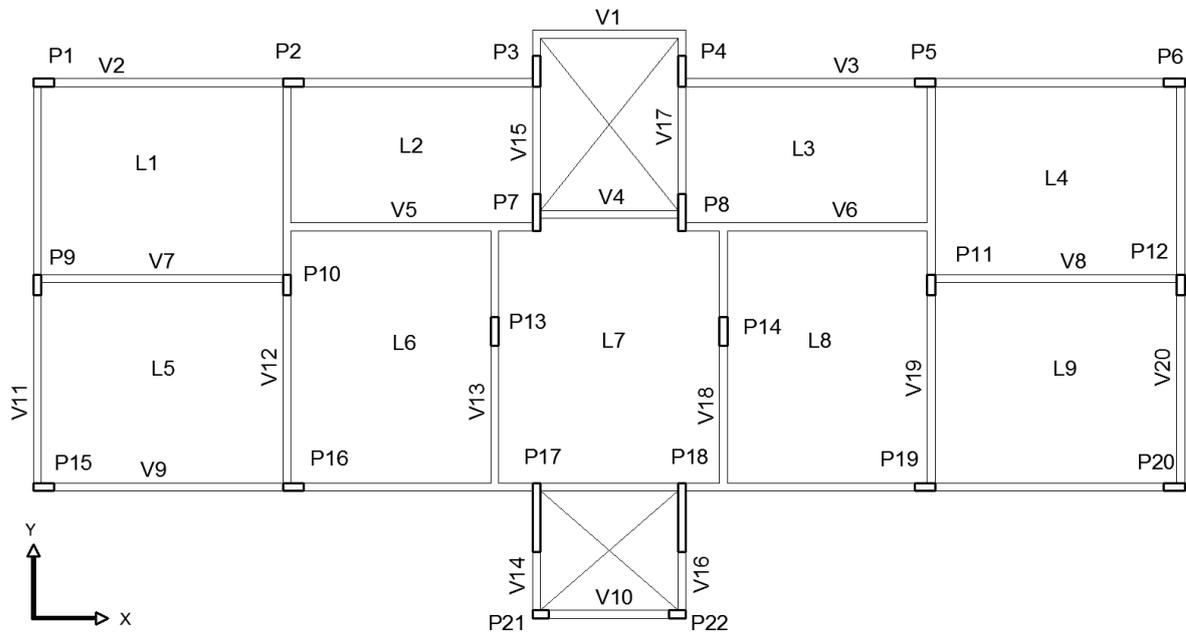
### 4.1 METODOLOGIA

Os experimentos realizados neste trabalho visam simular situações plausíveis, bem como se buscou analisar resultados que tenham especial relevância para o dimensionamento das peças estruturais das edificações.

#### 4.1.1 Definição da planta

A geometria base das edificações estudadas (figura 8) apresenta simetria unilateral e foi escolhida de forma a ser compatível com uma edificação de concreto armado moldado *in loco* usual para uso residencial ou comercial.

Figura 8 – Geometria base das edificações estudadas



(fonte: elaborado pelo autor)

O contraventamento das estruturas é formado por pórticos e pilares parede, sendo os pórticos mais relevantes. O  $f_{ck}$  foi arbitrado em 30MPa.

Em todos os experimentos a seção retangular das vigas foi mantida constante com 20cm de largura e 55cm de altura, enquanto a espessura das lajes permaneceu em 12cm. A dimensão dos pilares foi adaptada para cada caso de forma a garantir que o coeficiente  $\gamma_z$  se encontrasse entre os valores de 1,1 e 1,3, faixa na qual o coeficiente pode ser utilizado como majorador de esforços (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106). Todavia, a menor dimensão dos pilares foi mantida fixa em 20cm em todos os casos.

#### **4.1.2 Carregamentos**

Os esforços devidos ao vento foram obtidos através da norma NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), considerando-se as seguintes características: velocidade básica do vento de 45m/s, terreno plano no centro de uma grande cidade e edificação residencial. O coeficiente de arrasto foi calculado para uma situação de baixa turbulência e para uma edificação com planta retangular de largura e altura equivalentes as maiores dimensões em planta das edificações estudadas. Foi considerada incidência do vento a 0°, 90°, 180° e 270°.

Foram adotadas como cargas permanentes, além do peso próprio da estrutura, uma carga de 1kN/m<sup>2</sup> em todas as lajes e uma carga de 0,6kN/m distribuída linearmente sobre todas as vigas. Já como carga acidental foram considerados 2kN/m<sup>2</sup> em todas as lajes.

#### **4.1.3 Modelo estrutural do edifício**

O modelo escolhido foi o de pórtico espacial composto por barras que simulam as vigas e os pilares da estrutura (modelo IV no software TQS). As lajes foram simuladas por grelhas tendo seus esforços resultantes transferidos como cargas para as vigas do pórtico. Também se considerou o efeito de diafragma rígido das lajes.

Para cada uma das estruturas foi executado o processamento do pórtico espacial utilizando-se ambos os métodos de análise dos efeitos de segunda ordem globais (método do coeficiente  $\gamma_z$  e processo P-Delta).

#### 4.1.4 Definição dos exemplos

Foram analisadas 12 estruturas com diferenças pontuais apresentadas no quadro 1.

Quadro 1 – Lista de exemplos

Identificação do exemplo	Número de pavimentos	Característica particular
1	10	Padrão
2	10	Carregamento assimétrico
3	10	Mudança de seção dos pilares
4	10	Mudança de seção dos pilares e carregamento assimétrico
5	10	Variação entre pés-direitos
6	10	Variação entre pés-direitos e carregamento assimétrico
7	20	Padrão
8	20	Carregamento assimétrico
9	20	Mudança de seção dos pilares
10	20	Mudança de seção dos pilares e carregamento assimétrico
11	20	Variação entre pés-direitos
12	20	Variação entre pés-direitos e carregamento assimétrico

(fonte: elaborado pelo autor)

Os exemplos **padrão** apresentam carregamento uniforme, pilares com seção constante da base à cobertura e pés-direitos de altura 3,00 metros, totalizando 30 metros para o caso de dez pavimentos (exemplo 1) e 60 metros para o caso de 20 pavimentos (exemplo 7).

Os exemplos que apresentam **carregamento assimétrico** (exemplos 2, 4, 6, 8, 10 e 12) tiveram as cargas permanentes e acidentais duplicadas nas quatro lajes à direita (L3, L4, L8 e L9), mantendo-se sempre a simetria lateral da estrutura.

A **mudança de seção dos pilares** para os edifícios de dez pavimentos (exemplos 3 e 4) se deu na altura do quarto pavimento, enquanto para os edifícios de vinte pavimentos (exemplos 9 e 10) se deu no oitavo pavimento.

Nos edifícios com dez pavimentos, a **variação entre pés-direitos** (exemplos 5 e 6) se deu de forma que os três primeiros e os três últimos pavimentos apresentam altura de 3,20 metros, enquanto os quatro intermediários apresentam altura de 2,70 metros. Já para os edifícios de 20 pavimentos (exemplos 11 e 12), a variação entre pés-direitos se deu de forma que os seis primeiros e os seis últimos pavimentos apresentam altura de 3,20 metros, enquanto os oito intermediários apresentam altura de 2,70 metros. Em todos os casos manteve-se a altura total padrão de 30 metros para edifícios com dez pavimentos e 60 metros para os edifícios de vinte pavimentos.

#### 4.1.5 Dados verificados

Para todos os exemplos foram verificados os valores referentes à estabilidade global: coeficientes  $\gamma_z$  e RM1M2, e parâmetro  $\alpha$ , todos descritos na seção 3.4.

Os esforços ao longo da estrutura foram aferidos por amostragem de elementos e andares específicos selecionados pelo autor. A seleção dos dados a serem analisados foi elaborada de forma a oferecer uma visão abrangente da estrutura, tendo em vista a grande quantidade de resultados fornecidos pelo software. Os esforços selecionados para análise estão discriminados no quadro 2.

Quadro 2 – Esforços aferidos nas estruturas

Esforços aferidos	Elementos	Pavimentos aferidos	
		Exemplos 1 a 6	Exemplos 7 a 12
Momentos fletores máximos nos apoios e vãos; esforço cortante máximo.	V2 entre os pilares P1 e P3	2°, 4°, 9° e 10°	2°, 8°, 13°, 19° e 20°
	V9 entre os pilares P15 e P17		
	V11		
	V12		
Momento fletor	P1, P3, P10 e P15	4°-5°	10°-11°
	P17	Base	Base
Esforço axial	P1, P3, P10, P15 e P17	Base	Base

(fonte: elaborado pelo autor)

## 4.2 EXEMPLOS

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos para os exemplos analisados. Os resultados do primeiro exemplo serão descritos detalhadamente e as informações redundantes serão suprimidas nos exemplos a seguir, uma vez que os dados serão apresentados no mesmo formato.

### 4.2.1 Exemplo 1

O primeiro exemplo testado foi uma estrutura de dez pavimentos lateralmente simétrica e com carregamento distribuído uniformemente sobre as lajes. Os pilares possuem seção constante e todos os pavimentos apresentam pé-direito de 3,00 metros.

No quadro 3 são apresentados os parâmetros de instabilidade global da estrutura nas direções X e Y, conforme indicado na figura 8. O parâmetro  $\alpha$ , para ambas as direções do carregamento de vento é maior do que 0,6, indicando que a estrutura é de nós móveis por se tratar de um sistema de contraventamento de pórticos associados a pilares-parede. O coeficiente  $\gamma_z$  na direção X está logo abaixo do limite de 1,1 onde se passa a considerar a estrutura como de nós móveis, indicando que para valores próximos a esse limite pode haver divergências entre os resultados indicados pelo parâmetro  $\alpha$  e pelo coeficiente  $\gamma_z$ .

Quadro 3 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 1

	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0.671	0.873
<b>Coeficiente <math>\gamma_z</math></b>	1.093	1.186
<b>RM1M2</b>	1.104	1.192
<b>Dif. <math>\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-1.0	-0.5
<b>Dif. <math>0.95\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-5.9	-5.5

(fonte: elaborado pelo autor)

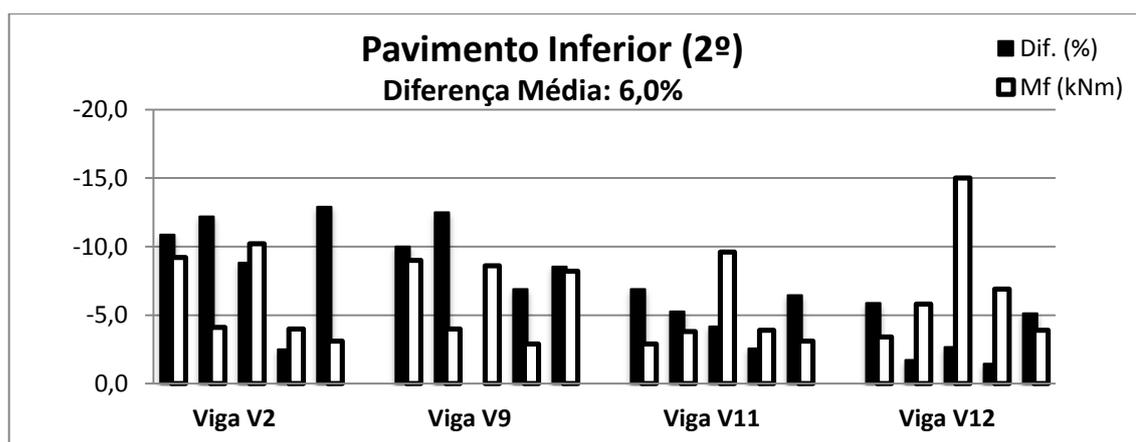
Os valores do coeficiente RM1M2, que indica o acréscimo total aos momentos em relação à base da edificação devido aos efeitos de segunda ordem calculados pelo processo P-Delta, é cerca de 1% maior do que os valores obtidos para o coeficiente  $\gamma_z$ . No entanto, quando

considerado o fator de minoração 0,95 que deve ser aplicado ao coeficiente  $\gamma_z$  quando da majoração dos esforços (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106), os momentos totais obtidos pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  passam a ser, respectivamente para as direções X e Y, 5,9% e 5,5% menores do que os momentos totais obtidos através do processo P-Delta.

Nas figuras 9 a 12 são apresentadas as diferenças nos momentos fletores das vigas selecionadas do segundo pavimento (figura 9), quarto pavimento (figura 10), nono pavimento (figura 11) e cobertura (figura 12).

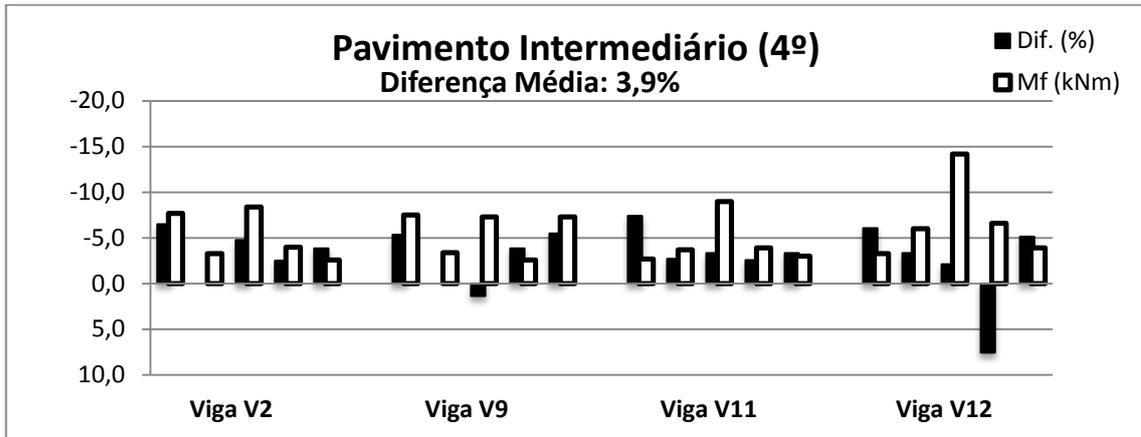
Os gráficos apresentam, nas barras pretas, as diferenças percentuais entre os momentos fletores obtidos através do método do coeficiente  $\gamma_z$  e do processo P-Delta. Para essas diferenças percentuais, valores acima do eixo indicam que o momento fletor obtido pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  é, em módulo, menor do que o obtido através do processo P-Delta. As barras claras representam, em módulo, os valores absolutos dos momentos fletores fornecidos pelo processo P-Delta, indicando, assim, a relevância de cada um dos dados. A **diferença média** indicada abaixo de cada um dos títulos representa a média, ponderada pelo valor absoluto dos momentos, dos módulos das diferenças entre os momentos obtidos por cada um dos métodos.

Figura 9 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 1



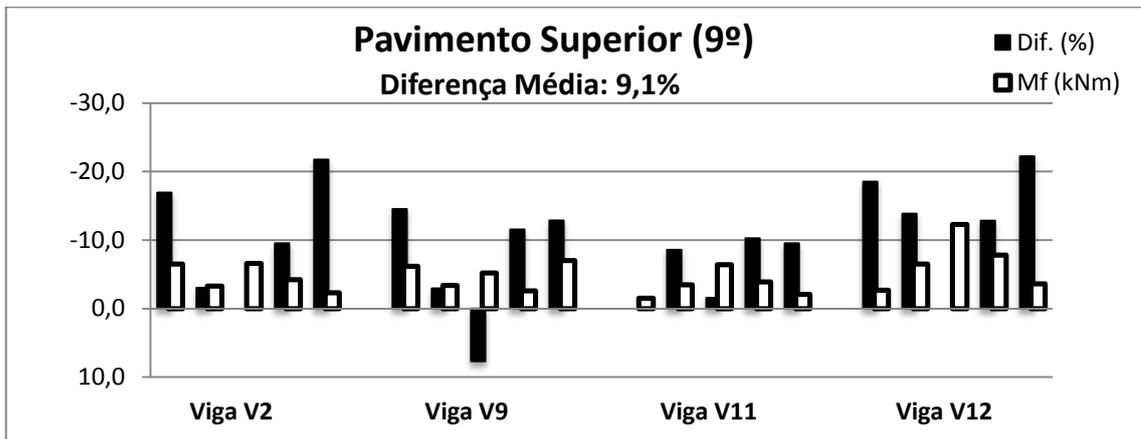
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 1



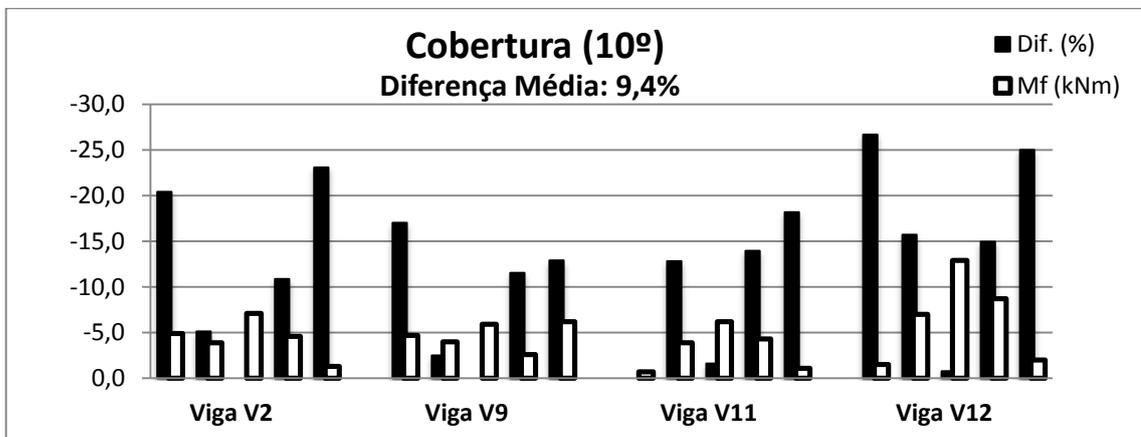
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 11 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 12 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 1

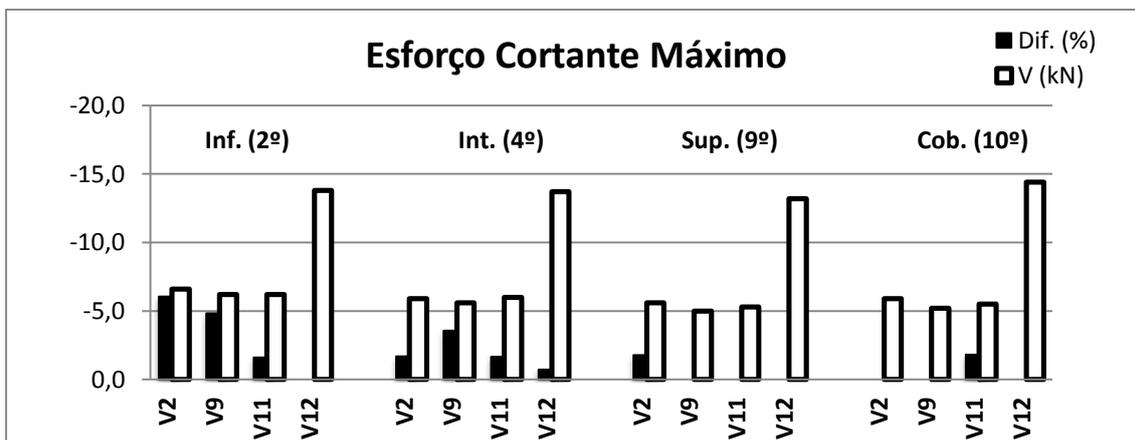


(fonte: elaborado pelo autor)

Todos os momentos verificados no segundo pavimento foram menores quando utilizado o método do coeficiente  $\gamma_z$ , excetuando o momento verificado na viga V19 sobre o apoio do pilar P16 onde a diferença foi zero. A diferença média verificada foi de 6,0%. No quarto pavimento foram verificadas as menores discrepâncias entre os resultados, apresentando uma diferença média de 3,9%. As diferenças são mais relevantes no nono pavimento e na cobertura, onde apresentam valores respectivos de 9,1% e 9,4%. Nesses dois pavimentos foram verificadas diferenças individuais maiores de 20%, no entanto, localizadas em pontos de momentos fletores absolutos de menor intensidade. As diferenças tendem a ser menores nos apoios intermediários das vigas.

As divergências encontradas para os esforços cortantes estão dispostas na figura 13. As barras claras representam o esforço cortante de maior intensidade verificado em cada uma das vigas analisadas em cada pavimento através do processo P-Delta. As barras pretas representam a diferença percentual desses valores em relação aos respectivos esforços obtidos através do método do coeficiente  $\gamma_z$ , onde diferenças representadas acima do eixo horizontal indicam que os valores obtidos pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  são menores do que os obtidos através do processo rigoroso.

Figura 13 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 1



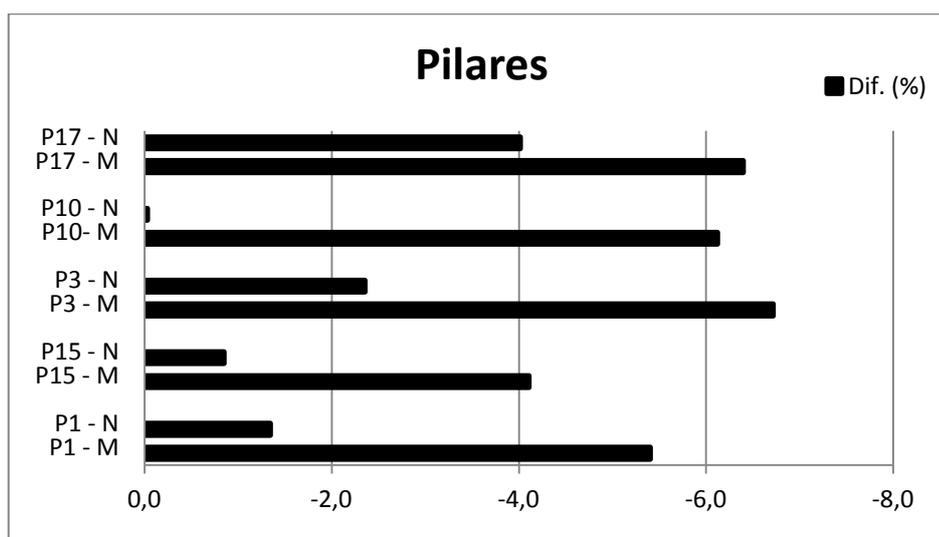
(fonte: elaborado pelo autor)

Observa-se que a maior diferença se deu na viga V2 do segundo pavimento, onde o esforço cortante máximo verificado pelo coeficiente  $\gamma_z$  foi 6,1% menor do que quando calculado pelo processo P-Delta. As diferenças se tornam irrisórias nos pavimentos superiores.

As diferenças de esforços verificadas para os pilares estão representadas no gráfico presente na figura 14. As barras representadas à direita do eixo vertical indicam que os resultados obtidos pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  são menores do que pelo processo P-Delta.

No gráfico são representadas, para cada pilar, diferenças de esforços normais e momentos fletores, indicados, respectivamente, pelas letras **N** e **M** junto ao título de cada pilar. O momento fletor considerado para o pilar P17 foi medido na base do pilar por se tratar de um pilar de grande inércia e, portanto, ser relevante no contraventamento da edificação. Para os demais pilares, foram considerados momentos fletores máximos de base e topo entre o quarto e quinto lances, conforme indicado no quadro 2. Todos os esforços normais foram medidos na base dos pilares.

Figura 14 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 1



(fonte: elaborado pelo autor)

O pilar P10, por se tratar de um pilar de meio, absorve esforços axiais muito significativos, nesse quesito, observou-se uma diferença inferior a 0,1% entre os dois métodos. Nos demais pilares a diferença nas cargas axiais não superam 4%. Para os momentos fletores verificaram-se diferenças entre 0,8% e 6,7%, sendo que para a base do pilar P17 essa diferença foi de 6,4%. Para todos os pilares, assim como para os esforços cortantes nas vigas, os esforços obtidos pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  foram sempre menores do que os obtidos pelo processo P-Delta.

### 4.2.2 Exemplo 2

A estrutura analisada no exemplo 2 possui dez pavimentos e tem como característica particular a assimetria no carregamento. As cargas permanentes de revestimento e acidental foram duplicadas nas lajes L3, L4, L8 e L9, mantendo-se a simetria da estrutura, a continuidade das seções dos pilares e a homogeneidade nos pés-direitos.

O quadro 4 apresenta os valores dos parâmetros de instabilidade do exemplo 2, bem como as diferenças dos coeficientes  $\gamma_z$  e RM1M2 para as direções X e Y. A estrutura é classificada como de nós móveis por todos os parâmetros. Neste caso, os momentos totais na direção Y são 10,3% menores quando majorados por  $0,95\gamma_z$  do que quando calculados pelo processo rigoroso.

Quadro 4 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 2

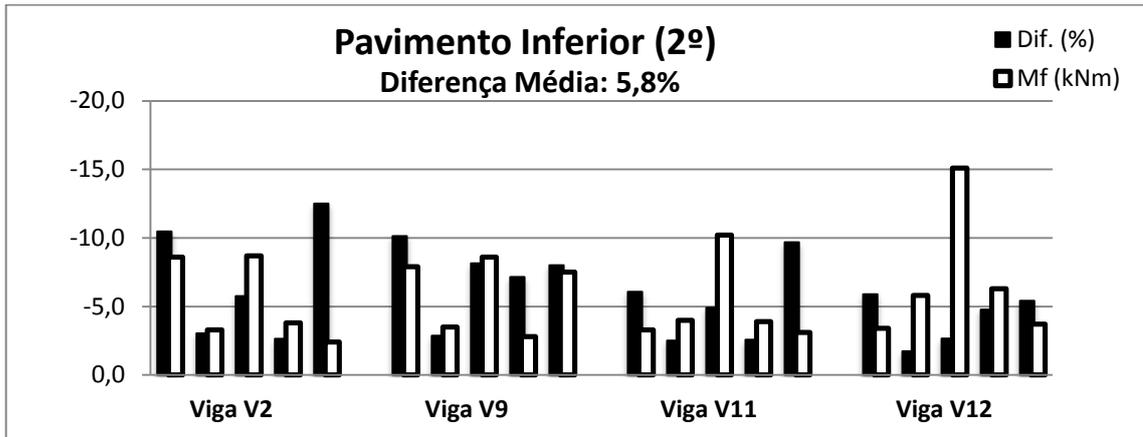
	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0.772	0.988
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	1.117	1.243
<b>RM1M2</b>	1.168	1.316
<b>Dif. <math>\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-4.4	-5.5
<b>Dif. <math>0.95\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-9.1	-10.3

(fonte: elaborado pelo autor)

Nas figuras 15 a 18 são apresentados os gráficos com as diferenças obtidas para os momentos fletores nas vigas do exemplo 2.

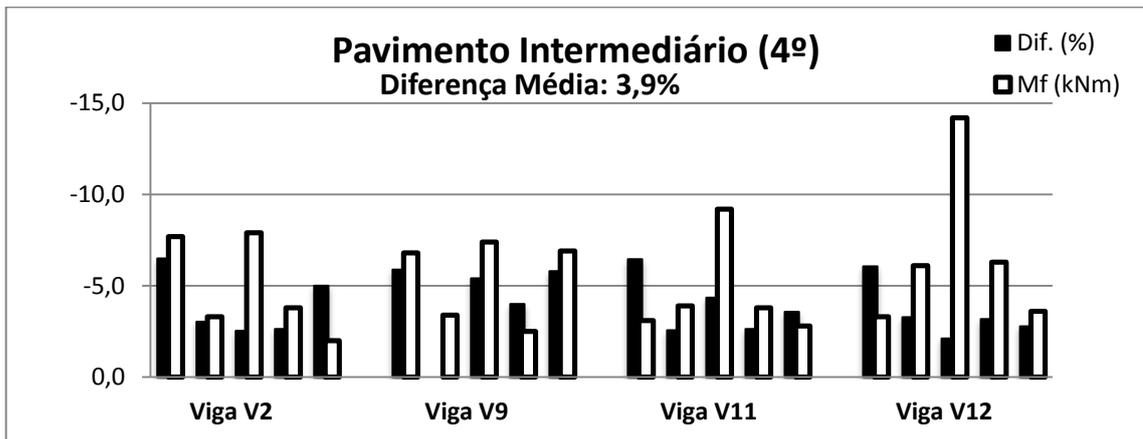
Diferenças significativas acima de 20% foram verificadas no pavimento superior e na cobertura. As maiores diferenças ocorrem na cobertura, no entanto, observa-se que este é o pavimento com os momentos fletores menos intensos.

Figura 15 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 2



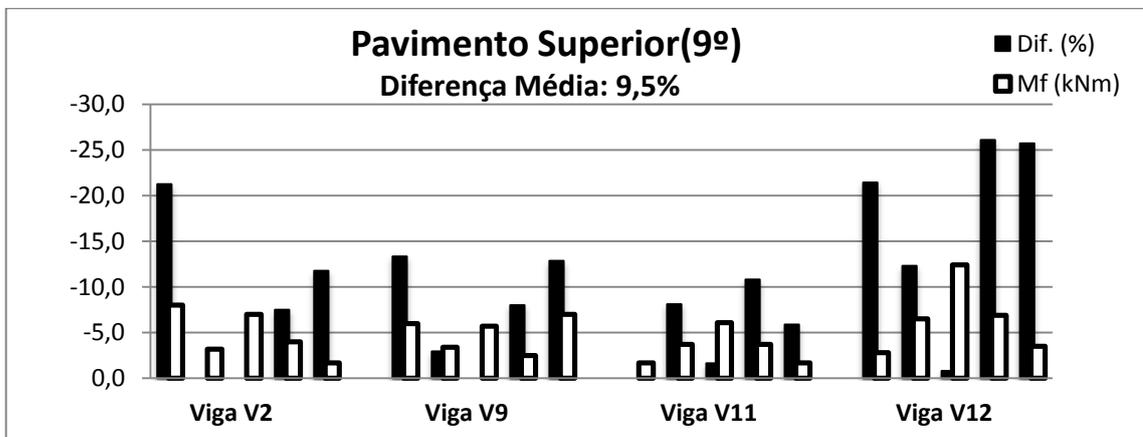
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 16 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 2



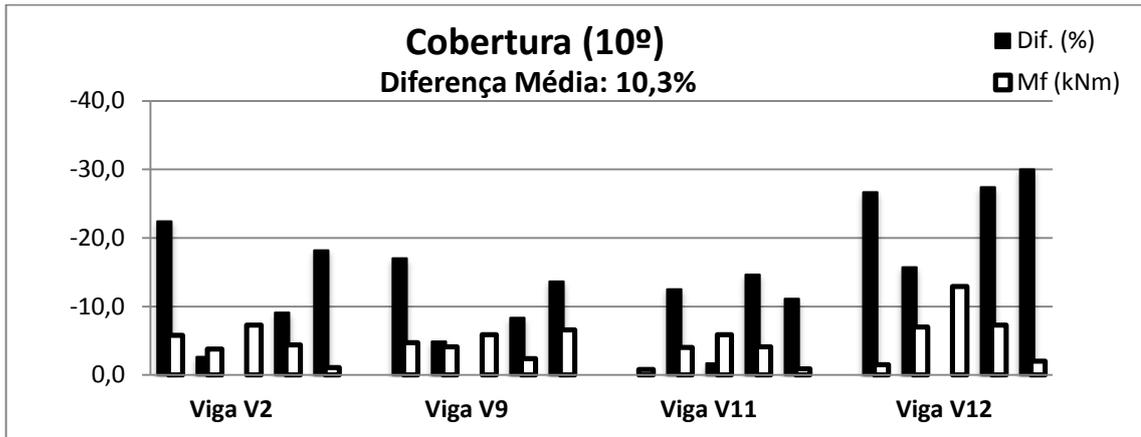
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 17 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 2



(fonte: elaborado pelo autor)

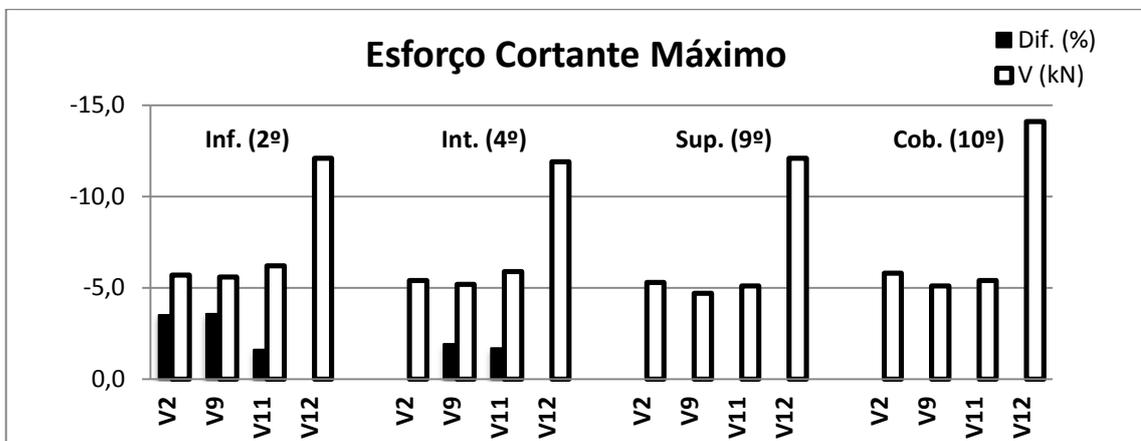
Figura 18 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 19 são apresentadas as diferenças para os esforços cortantes máximos das vigas do exemplo 2. Os resultados são semelhantes ao exemplo 1 e consistentes também com os demais exemplos apresentados neste trabalho, em que as diferenças se concentram nos pavimentos inferiores e médios, sendo mínimas nos pavimentos superiores e cobertura.

Figura 19 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 2

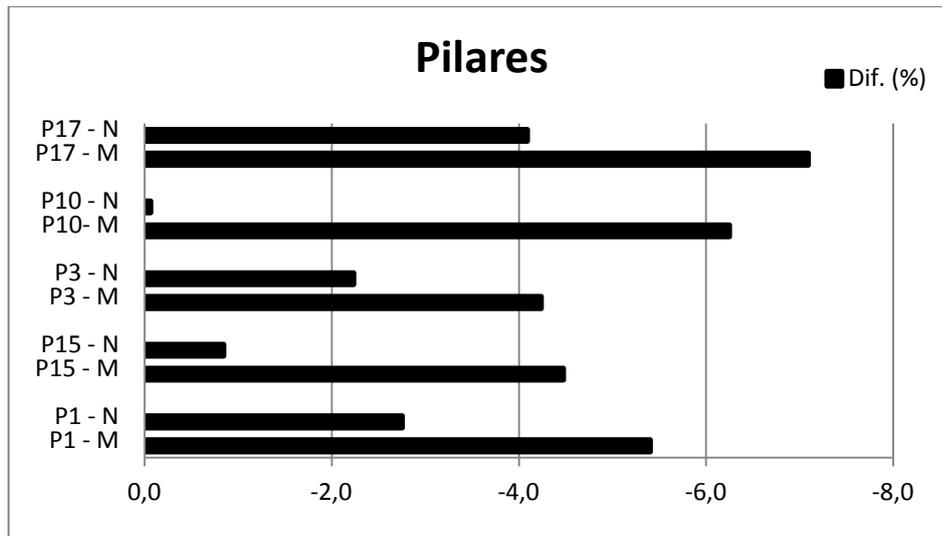


(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados para os pilares do exemplo 2, representadas na figura 20, não apresentam divergências significativas em relação ao exemplo 1.

Apesar da estrutura do exemplo 2 apresentar o  $\gamma_z$  superior à do exemplo 1, ou seja, ser mais instável e possuir assimetria de cargas, os resultados não são significativamente divergentes entre os exemplos.

Figura 20 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 2



(fonte: elaborado pelo autor)

### 4.2.3 Exemplo 3

A estrutura analisada no exemplo 3 possui dez pavimentos e tem como característica particular a mudança de seção dos pilares no nível do quarto pavimento. A distribuição de cargas é homogênea e os pés-direitos são constantes. Os parâmetros de instabilidade global são apresentados no quadro 5.

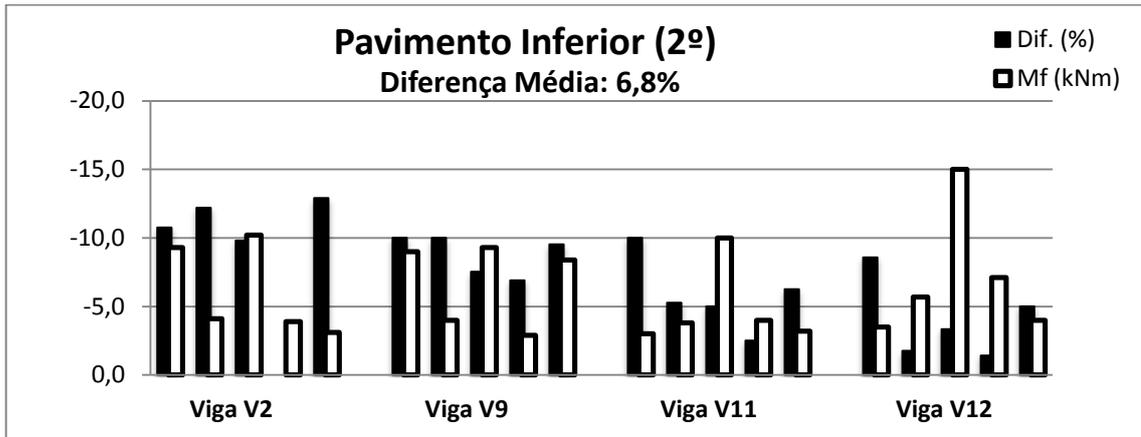
Quadro 5 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 3

	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0.785	1.13
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	1.119	1.29
<b>RM1M2</b>	1.136	1.309
<b>Dif. <math>\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-1.5	-1.5
<b>Dif. <math>0.95\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-6.4	-6.4

(fonte: elaborado pelo autor)

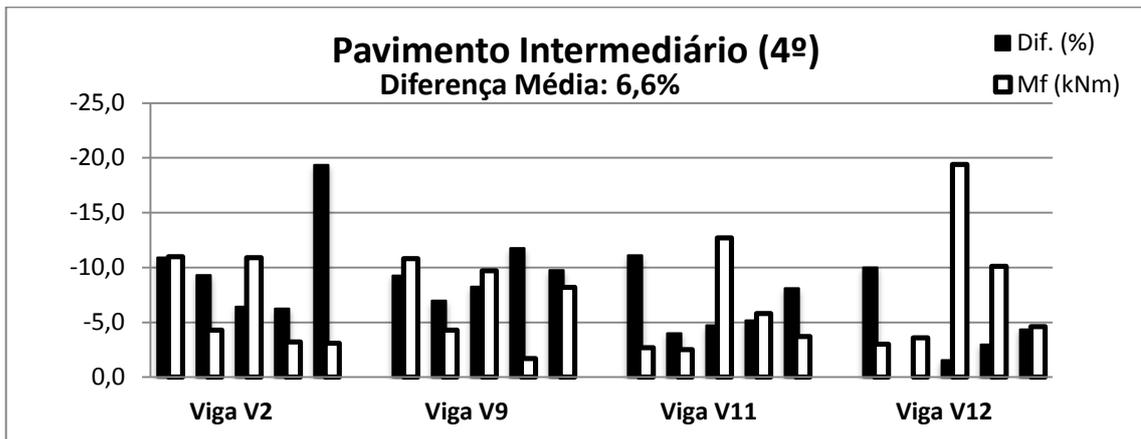
Nas figuras 21 a 24 são apresentados os resultados para os momentos fletores nas vigas do exemplo 3.

Figura 21 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 3



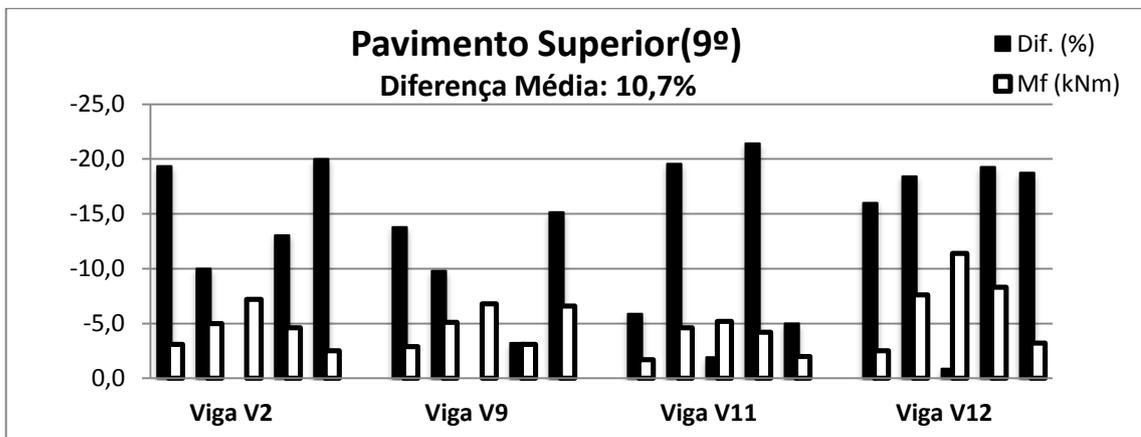
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 22 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 3



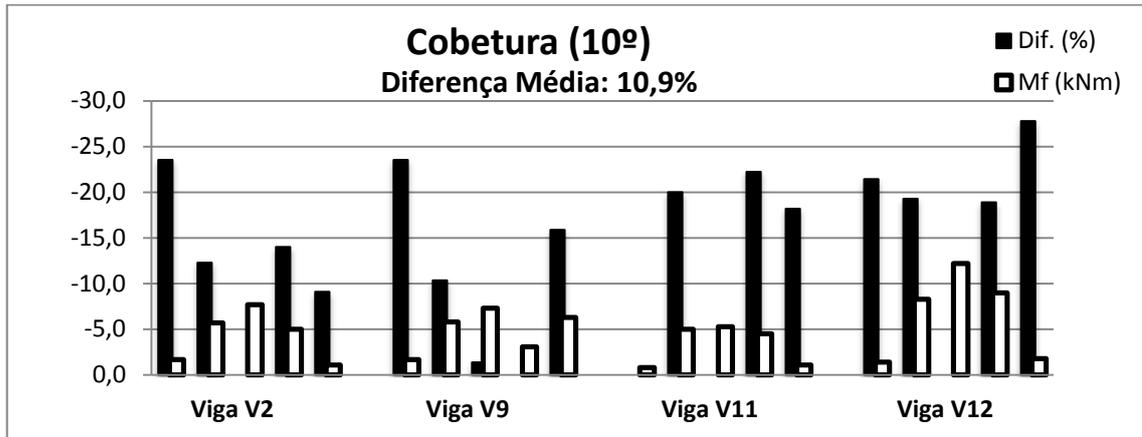
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 3



(fonte: elaborado pelo autor)

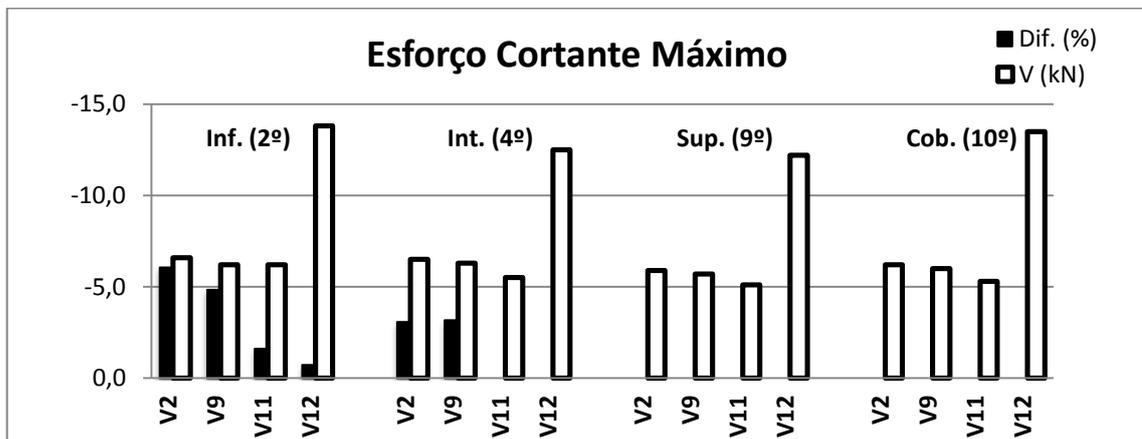
Figura 24 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 3



(fonte: elaborado pelo autor)

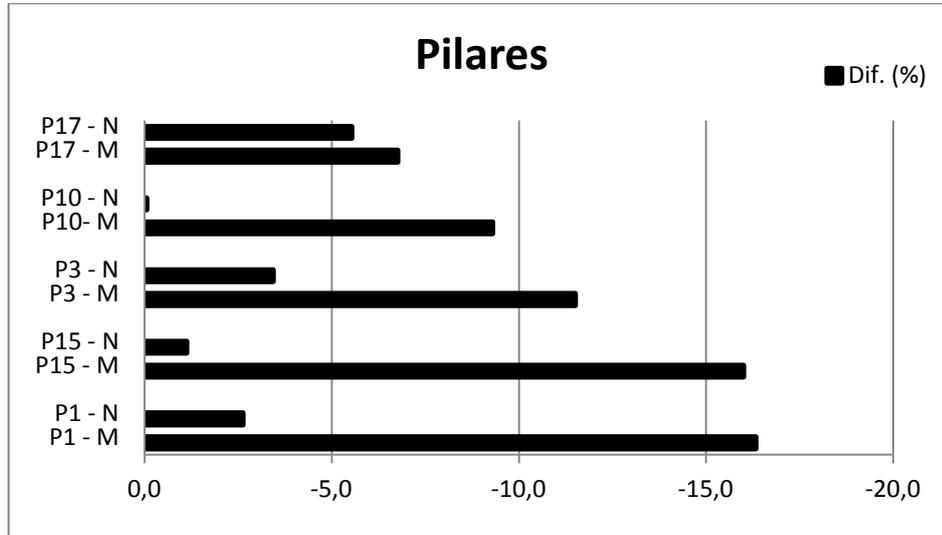
Os resultados para os esforços cortantes nas vigas do terceiro exemplo são apresentados na figura 25 e as diferenças nos esforços dos pilares na figura 26. Enquanto as diferenças nos esforços cortantes das vigas foram semelhantes aos exemplos anteriores, pode-se verificar nos pilares diferenças nos momentos fletores na ordem de 15% quando medidos no lance logo acima da mudança de seção dos mesmos.

Figura 25 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 3



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 3



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.2.4 Exemplo 4

No quarto exemplo, a estrutura combina as características particulares dos exemplos 2 e 3. Ela é constituída por dez pavimentos com pés direitos iguais, é simétrica lateralmente, no entanto o carregamento é assimétrico e há mudança de seção nos pilares no quarto pavimento, conforme descrito no item 4.1.4. Os parâmetros de instabilidade estão dispostos no quadro 6.

Quadro 6 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 4

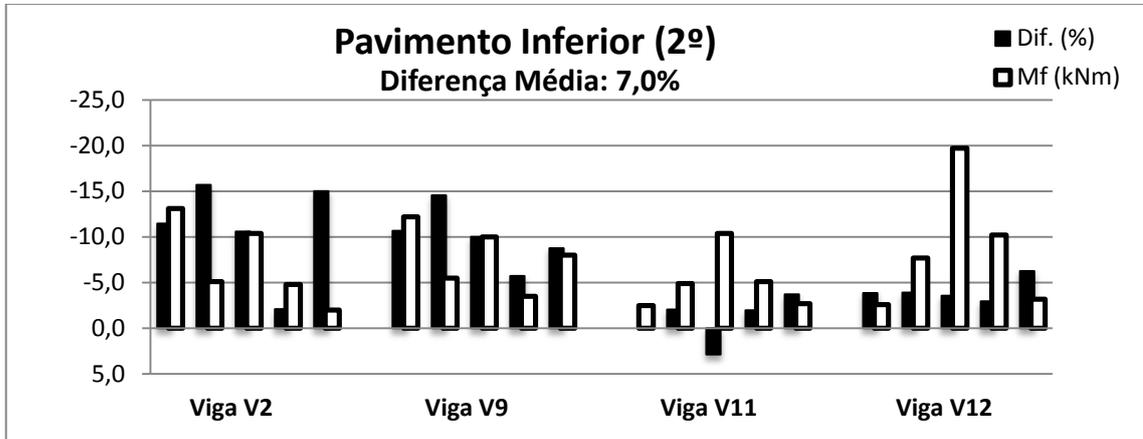
	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0.863	1.077
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	1.153	1.266
<b>RM1M2</b>	1.192	1.283
<b>Dif. <math>\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-3.3	-1.3
<b>Dif. <math>0.95\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-8.1	-6.3

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados para os momentos fletores das vigas do exemplo 4 são apresentados nas figuras 27 a 30. Novamente, as maiores diferenças são observadas nos pavimentos superiores.

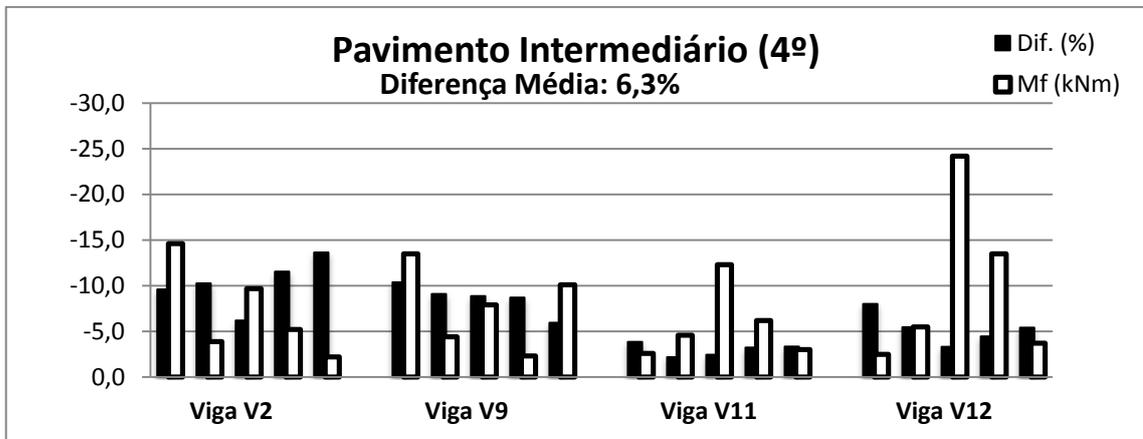
Destaca-se que o nono pavimento é o mais crítico, onde ocorrem diferenças maiores de 20% para momentos de grande relevância e uma diferença média de 13,1%.

Figura 27 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 4



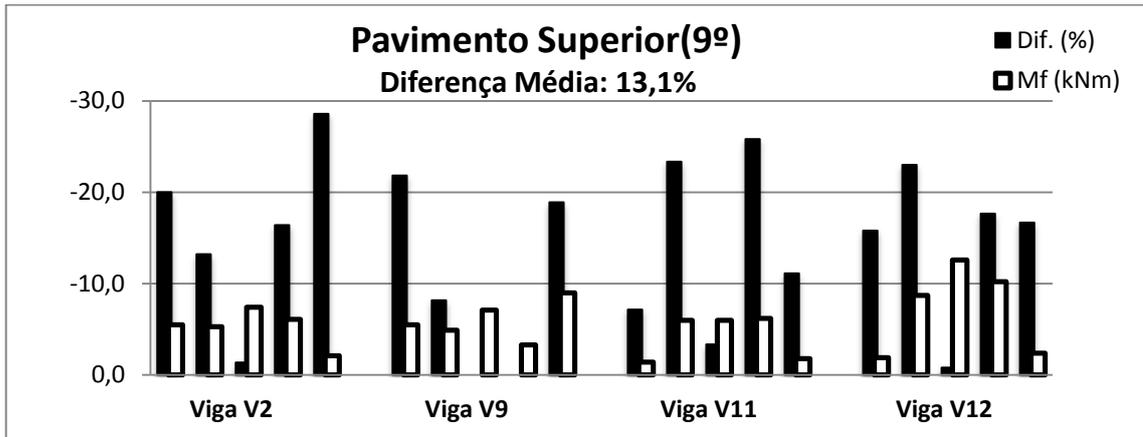
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 28 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 4



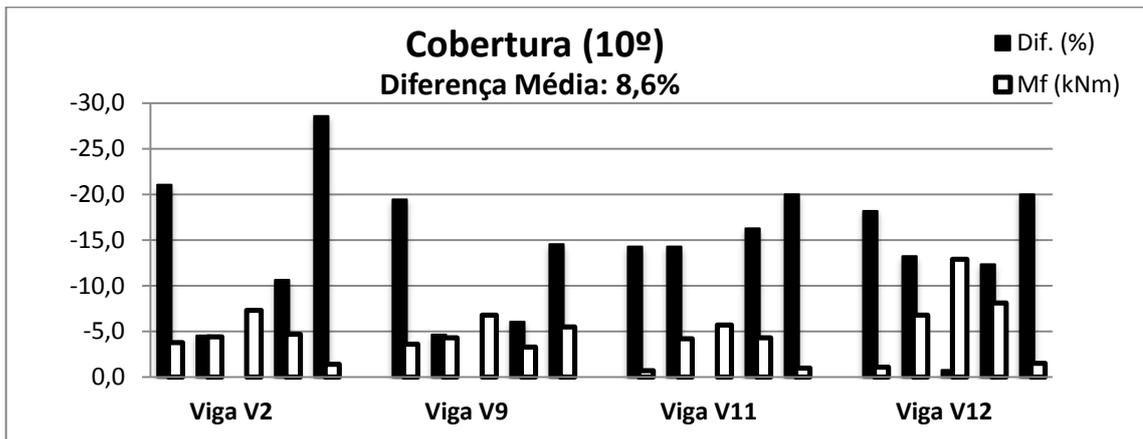
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 4



(fonte: elaborado pelo autor)

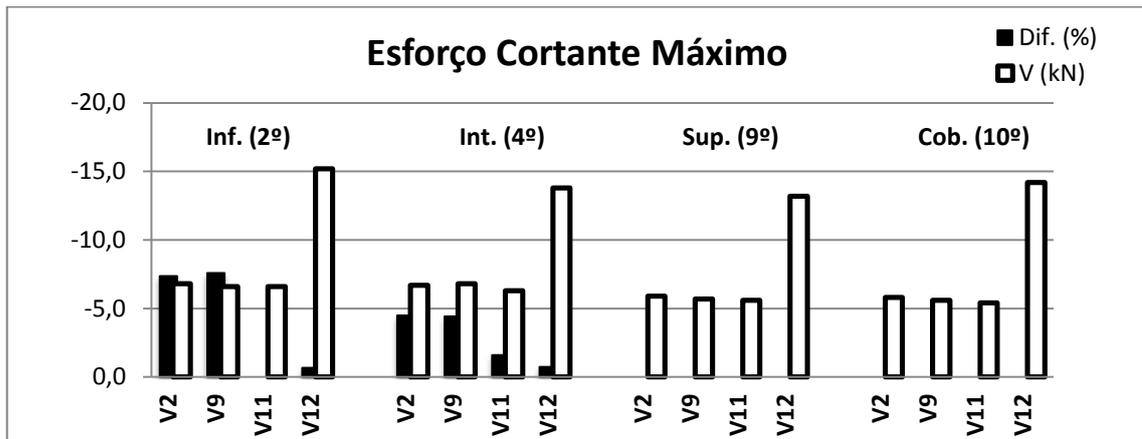
Figura 30 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 4



(fonte: elaborado pelo autor)

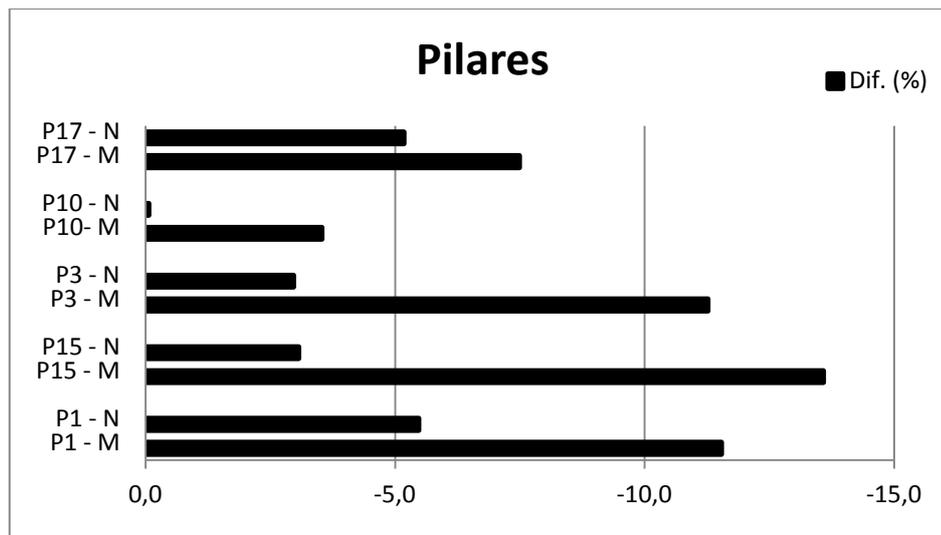
Os resultados para os esforços cortantes máximos nas vigas e para os esforços em pilares são apresentados, respectivamente, nas figuras 31 e 32. As diferenças nos esforços cortantes se concentram nos primeiros pavimentos e os pilares P3, P15 e P1 apresentaram diferenças nos momentos fletores que ultrapassam 10%. O padrão verificado para essas variáveis foi bastante semelhante ao exemplo 3, onde não havia assimetria de carregamentos, com diferenças pontuais.

Figura 31 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 4



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 4



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.2.5 Exemplo 5

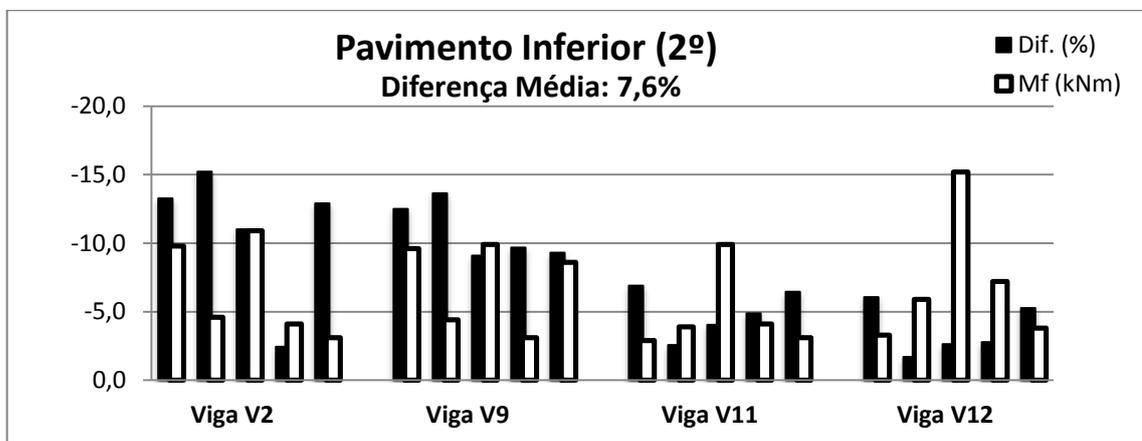
A estrutura analisada neste exemplo possui dez pavimentos, pilares com seção constante e carregamento uniforme. No entanto, os pés-direitos variam, sendo de 2,70m entre o terceiro e o sétimo pavimentos e 3,20m nos demais. No quadro 7 constam os parâmetros de instabilidade para o exemplo 5.

Quadro 7 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 5

	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0.695	0.886
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	1.102	1.196
<b>RM1M2</b>	1.112	1.204
<b>Dif. <math>\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-0.9	-0.7
<b>Dif. <math>0.95\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-5.9	-5.6

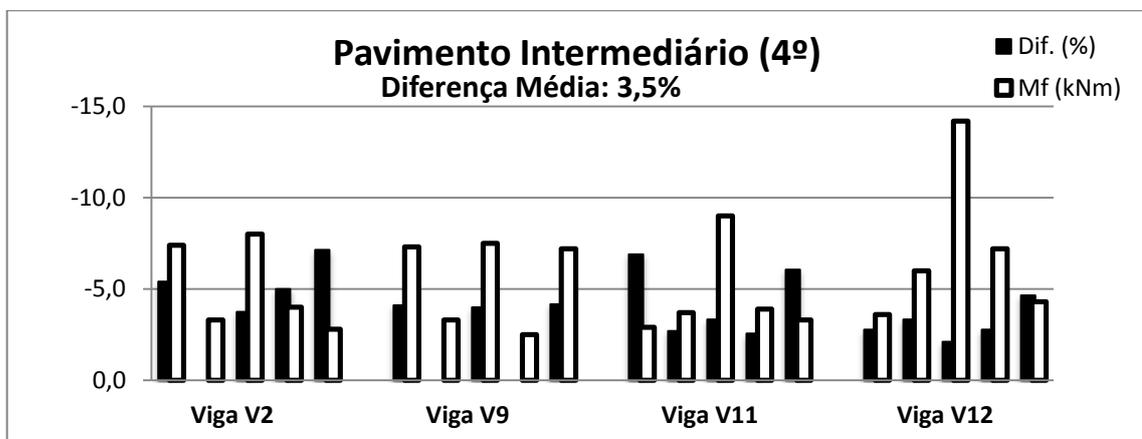
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 5



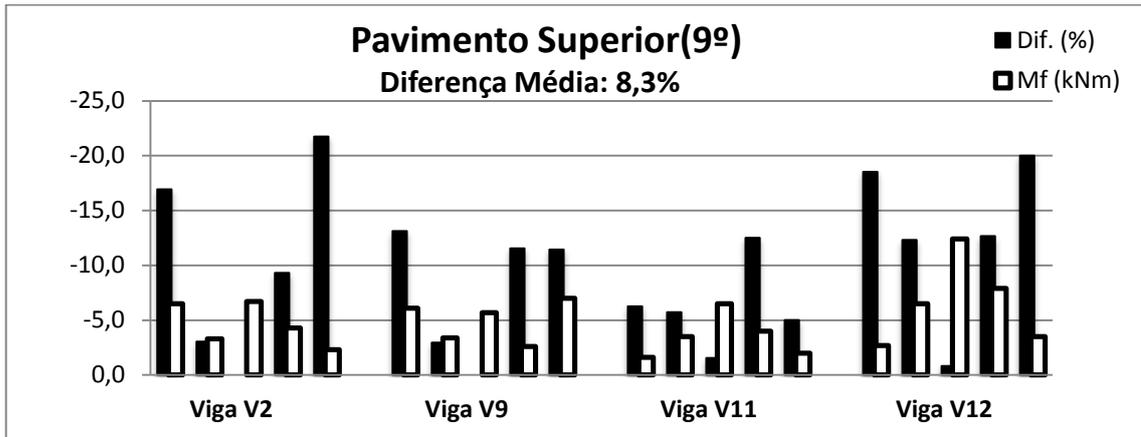
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 5



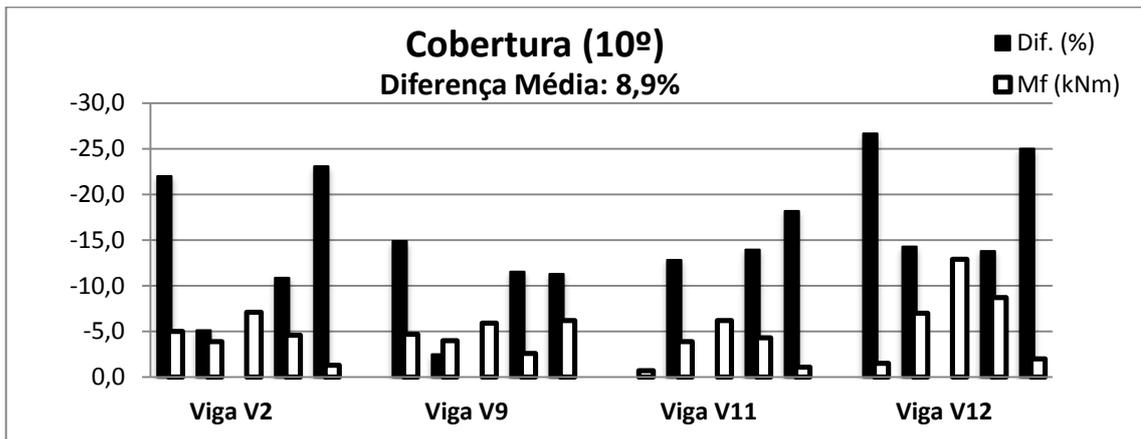
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 5



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 5

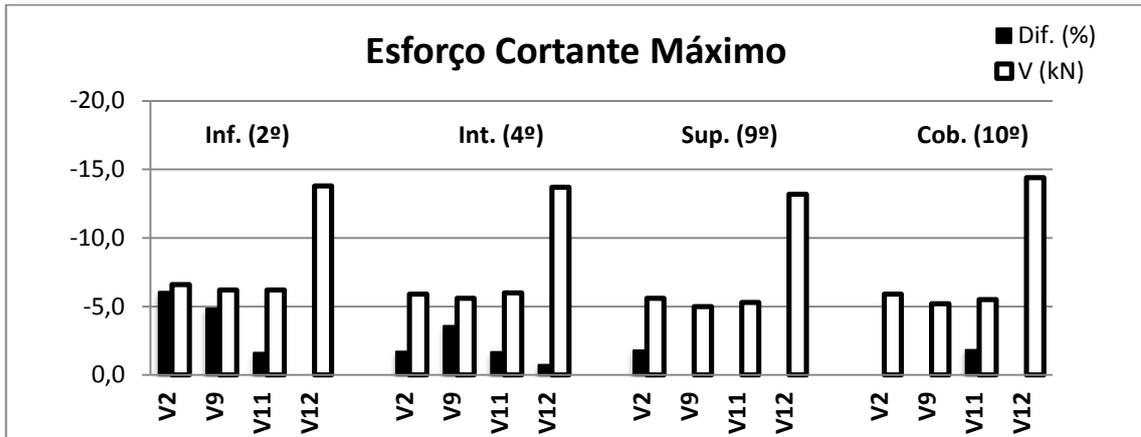


(fonte: elaborado pelo autor)

Nas figuras 33 a 36 são mostradas as diferenças verificadas nos momentos fletores das vigas do exemplo 5. Novamente, observa-se que as maiores diferenças ocorrem nos pavimentos superiores, excedendo 20% em alguns casos. Existe uma tendência, no entanto, de ocorrerem diferenças maiores nos apoios extremos das vigas, onde os momentos fletores são menores.

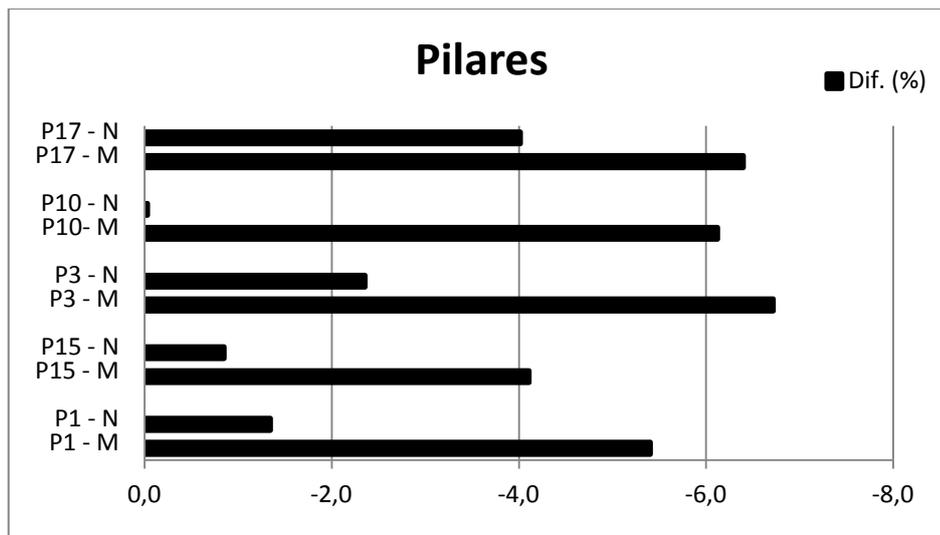
Os esforços cortantes nas vigas (figura 37) e esforços em pilares (figura 38) não apresentam diferenças muito acentuadas, estando limitadas a faixa dos 5% aos 7%, no entanto, mantém o padrão de que o método do coeficiente  $\gamma_z$  fornece esforços finais menores do que o processo P-Delta.

Figura 37 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 5



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 38 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 5



(fonte: elaborado pelo autor)

## 4.2.6 Exemplo 6

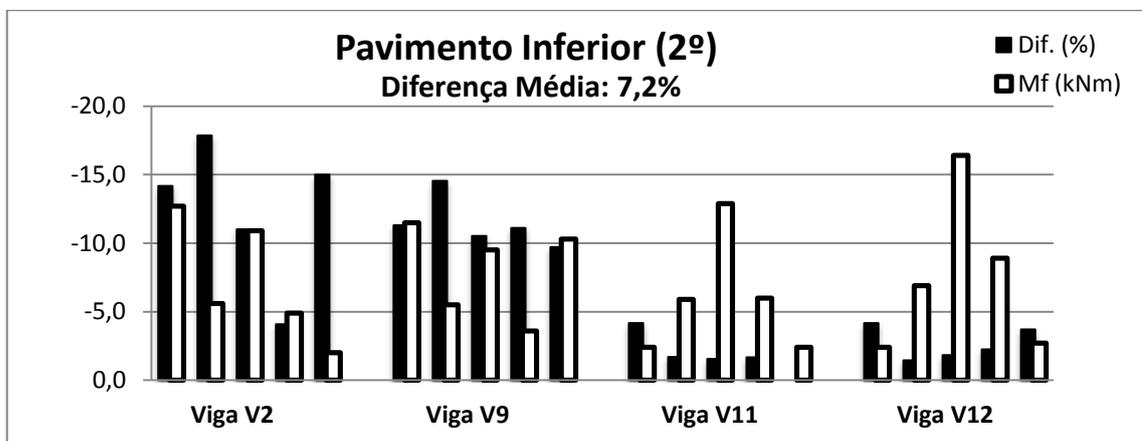
O a estrutura do exemplo 6 é a última a possuir dez pavimentos. Combina a característica de pés-direitos diferentes, conforme o exemplo 5, e o carregamento assimétrico. No quadro 8 estão dispostos os parâmetros de instabilidade global da edificação. A seguir, nas figuras 39 a 42 são apresentados os resultados para os momentos fletores nas vigas.

Quadro 8 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 6

	Direção X	Direção Y
Parâmetro $\alpha$	0.796	0.925
Coefficiente $\gamma_z$	1.135	1.215
RM1M2	1.165	1.245
Dif. $\gamma_z$ - RM1M2 (%)	-2.6	-2.4
Dif. $0.95\gamma_z$ - RM1M2 (%)	-7.4	-7.3

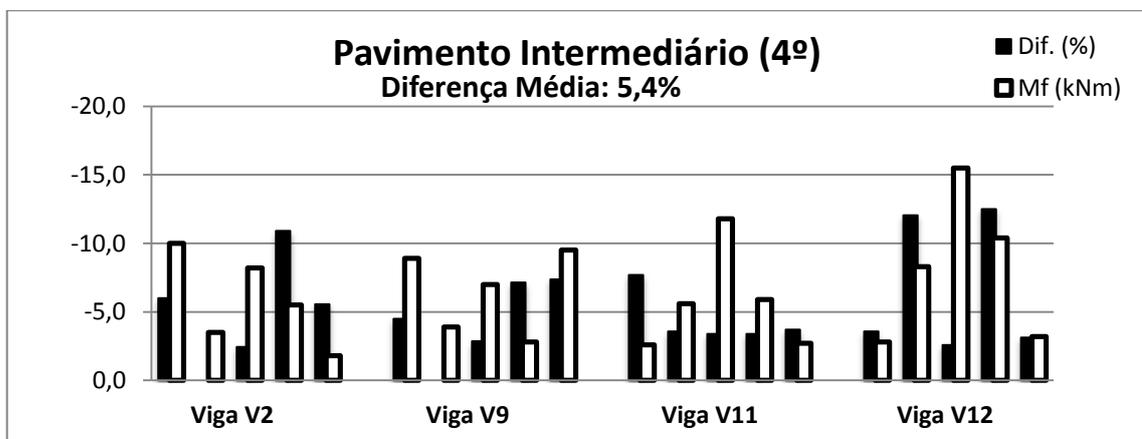
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 6



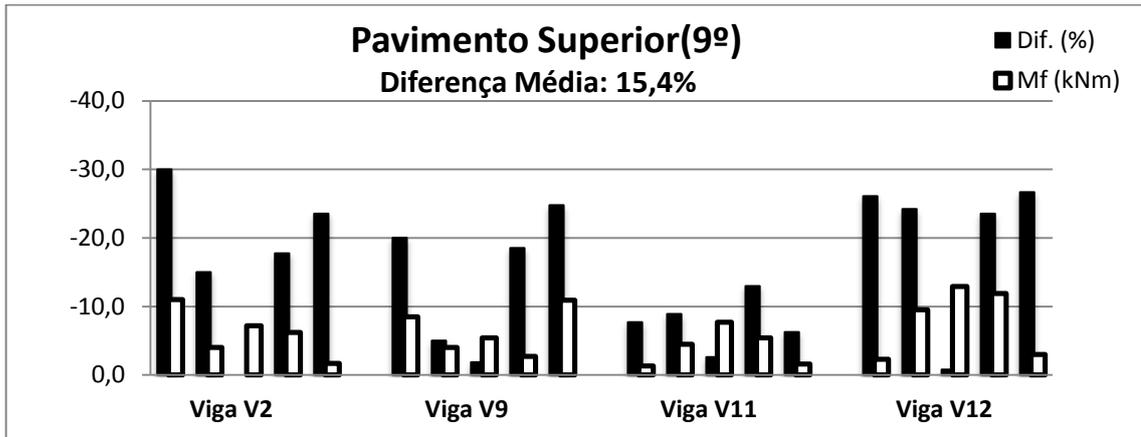
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40 – Momentos fletores das vigas do quarto pavimento do exemplo 6



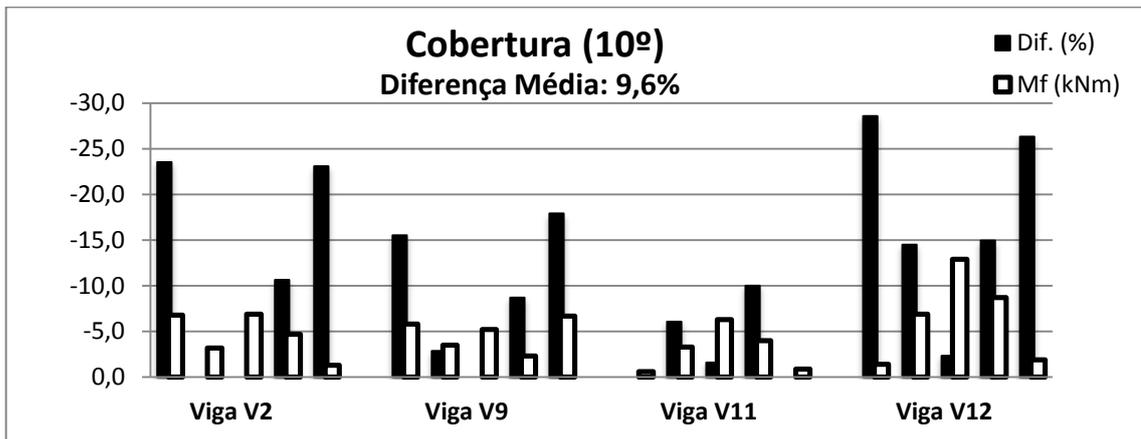
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 41 – Momentos fletores das vigas do nono pavimento do exemplo 6



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 42 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 6



(fonte: elaborado pelo autor)

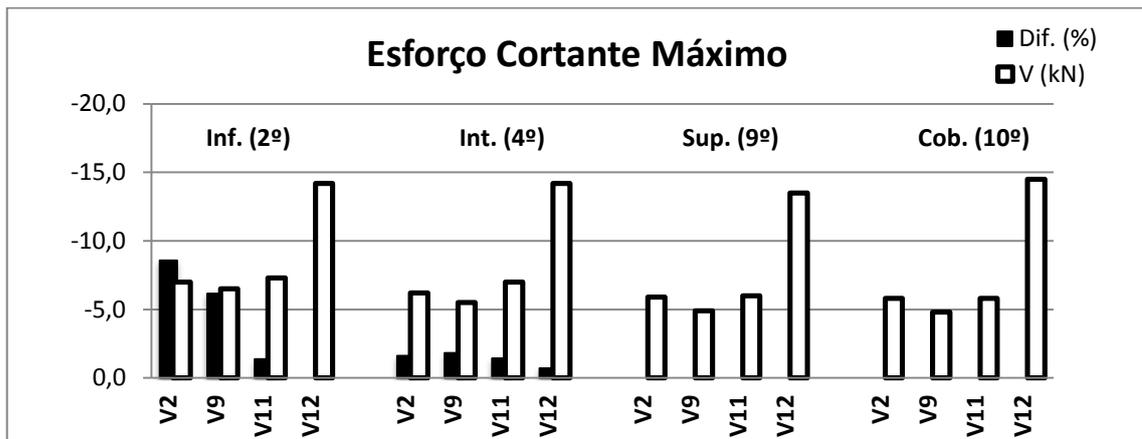
As diferenças entre os coeficientes  $\gamma_z$  e RM1M2 foram de aproximadamente 7%, estando dentro da faixa de diferenças obtidas para os demais exemplos de dez pavimentos, que variou de 5% a 10%.

No nono pavimento deste exemplo (figura 41) foram obtidas as maiores diferenças nos momentos fletores das vigas entre todos os exemplos com dez pavimentos (diferença média de 15,4%), sendo o valor do momento fletor da viga V2 junto ao pilar P1 30% menor, em módulo, quando a estrutura é calculada pelo método do coeficiente  $\gamma_z$ .

Faz-se importante destacar que essas elevadas diferenças nos momentos fletores das vigas ocorreram apesar dos parâmetros globais não indicarem discrepâncias ou instabilidade excessivas, sendo, inclusive, inferiores aos exemplos 2, 3 e 4.

As diferenças nos esforços cortantes máximos das vigas (figura 43), como nos exemplos anteriores, ficaram limitadas aos pavimentos inferior e intermediário, não superando os 10%.

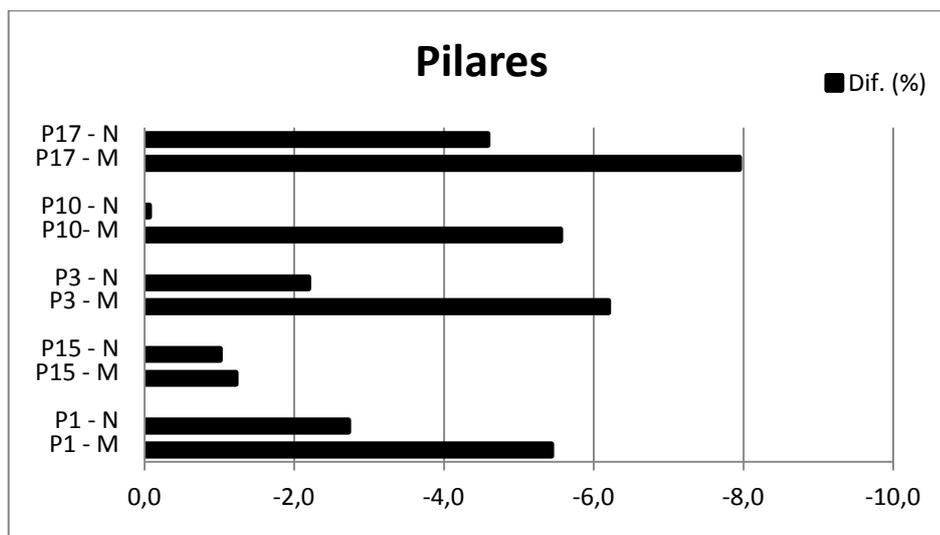
Figura 43 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 6



(fonte: elaborado pelo autor)

Para os pilares do exemplo 6 (figura 44) as diferenças foram todas inferiores a 8%.

Figura 44 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 6



(fonte: elaborado pelo autor)

### 4.2.7 Exemplo 7

O exemplo 7 é o primeiro a ser estudado com vinte pavimentos e altura total de 60 metros. A estrutura apresenta simetria lateral tanto na geometria quanto nos carregamentos, a seção dos pilares foi mantida constante ao longo da edificação bem como a altura dos pavimentos. O quadro 9 apresenta os parâmetros de instabilidade global deste exemplo.

Quadro 9 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 7

	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0,874	0,849
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	1,155	1,171
<b>RM1M2</b>	1,176	1,176
<b>Dif. <math>\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-1,8	-0,4
<b>Dif. <math>0.95\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-6,7	-5,4

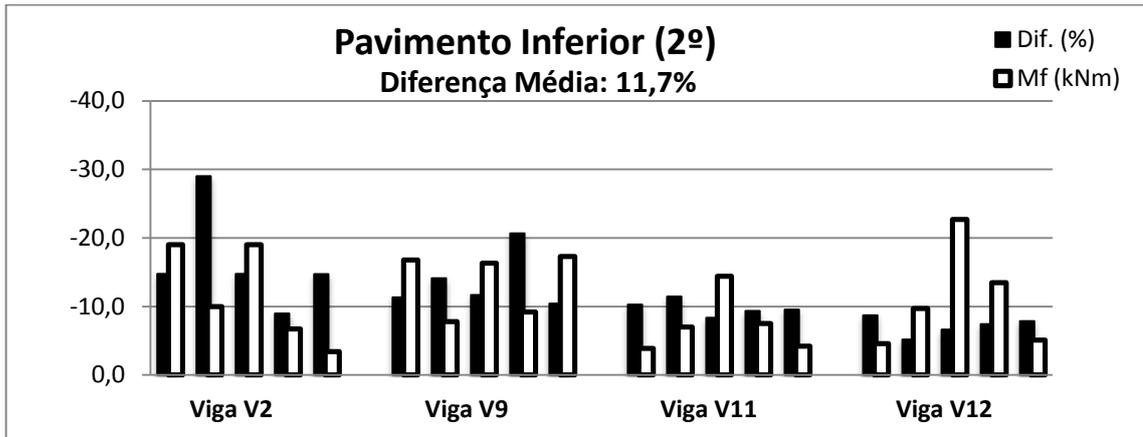
(fonte: elaborado pelo autor)

A estrutura é considerada de nós móveis por todos os parâmetros. Os coeficientes  $\gamma_z$  e RM1M2 obtidos foram bastante aproximados, com as diferenças nos momentos totais devidas quase exclusivamente ao fator de redução aplicado no método do coeficiente  $\gamma_z$ .

As diferenças verificadas nos momentos fletores das vigas do exemplo 7 (figuras 45 a 49) são mais acentuadas do que nos exemplos anteriores com dez pavimentos. No 19º pavimento a diferença média foi de 19,3%, representando o mais crítico. Em alguns pontos, os momentos fletores calculados através do método do coeficiente  $\gamma_z$  representam menos de 70% dos valores absolutos dos momentos fletores calculados pelo processo P-Delta.

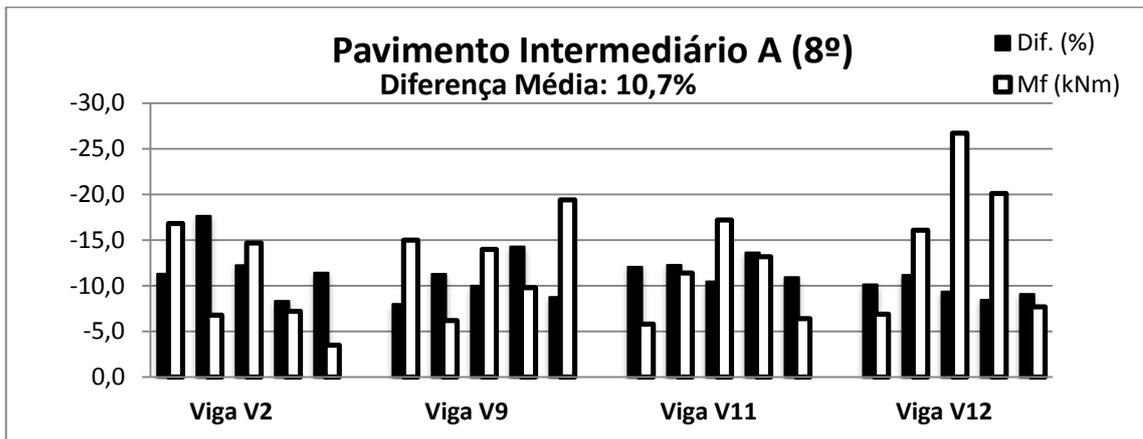
Os esforços cortantes máximos nas vigas também apresentam diferenças mais significativas do que nos exemplos anteriores e podem ser verificadas em todos os pavimentos, sendo mais importantes nos pavimentos intermediários e inferior. No entanto, em apenas um caso verifica-se uma diferença superior a 10%. Esses dados estão dispostos na figura 50.

Figura 45 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 7



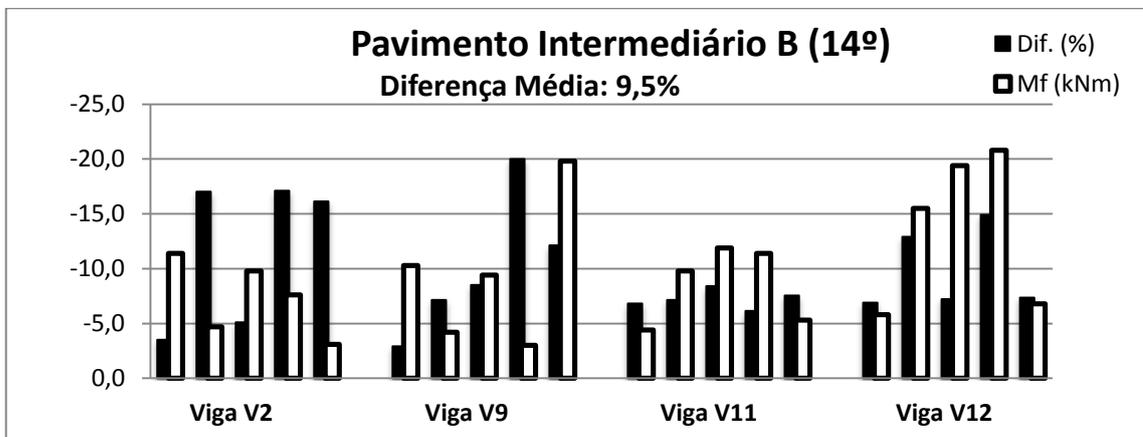
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 46 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 7



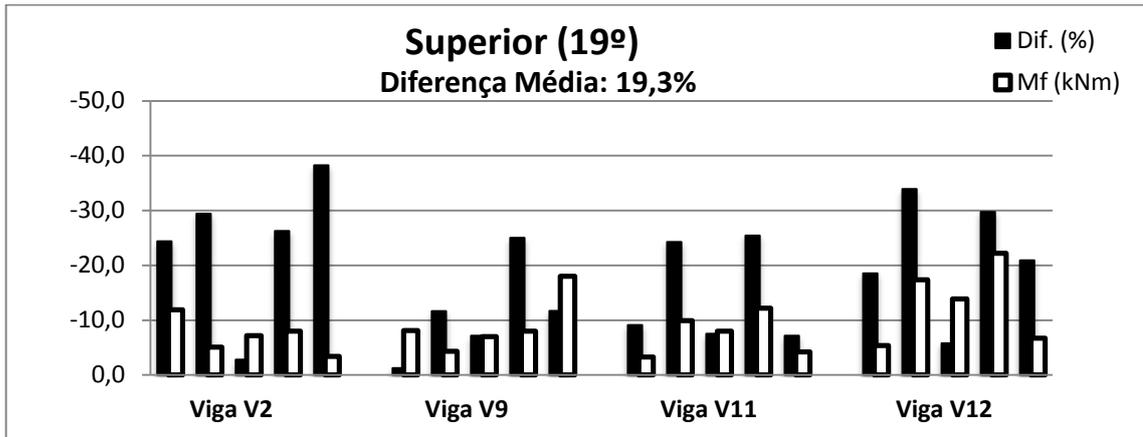
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 47 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 7



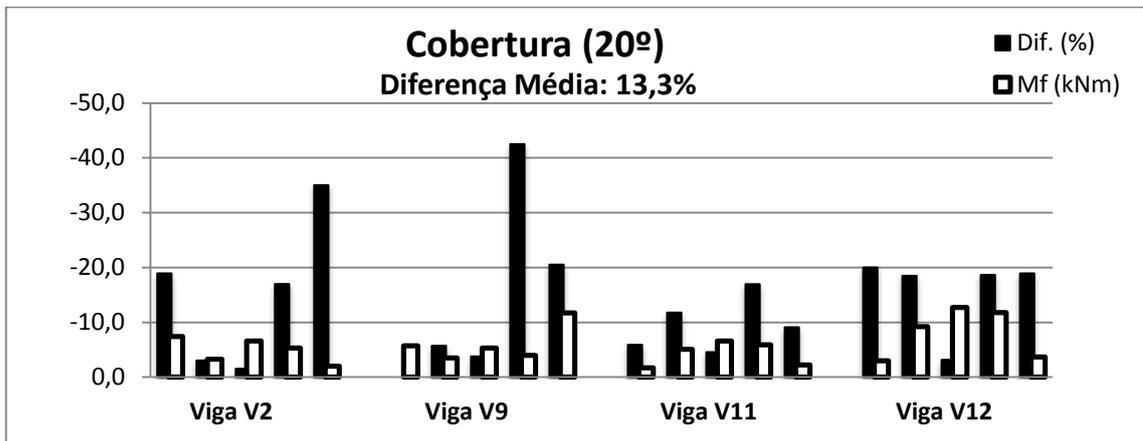
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 48 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 7



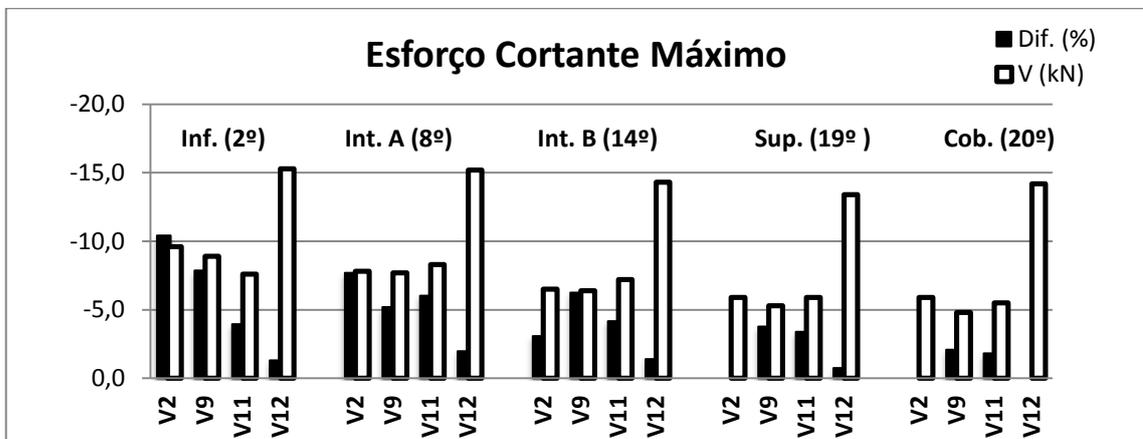
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 49 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 7



(fonte: elaborado pelo autor)

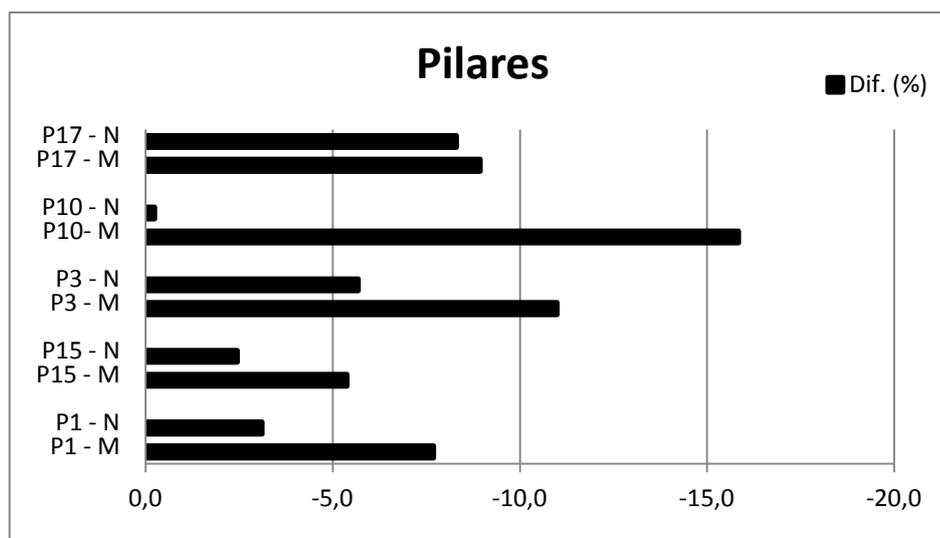
Figura 50 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 7



(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 51 são apresentados os resultados obtidos para os pilares do exemplo 7. As maiores diferenças são verificadas nos momentos fletores entre o 10º e o 11º pavimentos para os pilares P10 e P3, os quais são mais de 10% menores quando calculados pelo método do coeficiente  $\gamma_z$ .

Figura 51 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 7



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.2.8 Exemplo 8

O exemplo 8 constitui de uma estrutura de vinte pavimentos com simetria lateral, pilares de seção constante e pés-direitos homogêneos. O carregamento, no entanto, traz uma característica de assimetria à estrutura, conforme descrito em 4.1.4.

Os parâmetros de instabilidade global do exemplo 8 (quadro 10) mostram que a estrutura possui um grau de instabilidade maior do que o exemplo 7; e que também são maiores as diferenças entre os coeficientes  $\gamma_z$  e RM1M2.

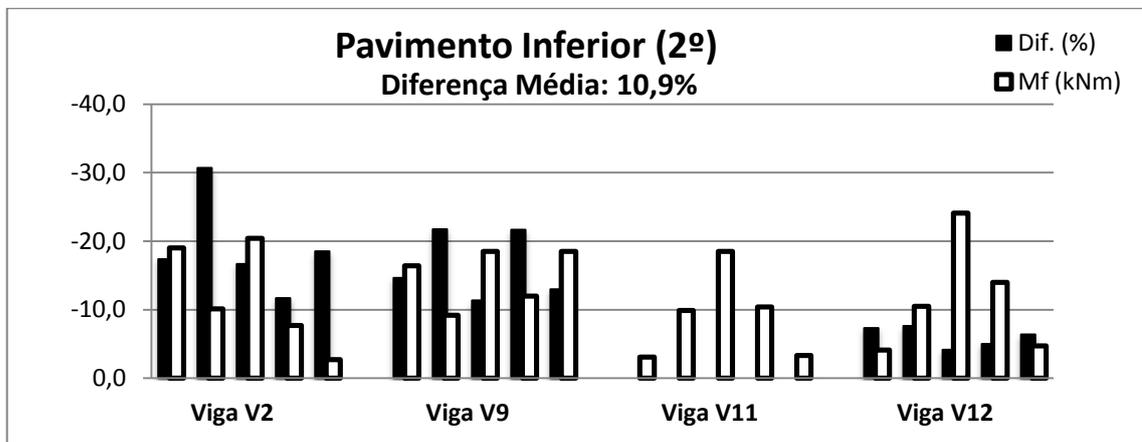
As maiores diferenças nos momentos fletores das vigas do exemplo 8 (figuras 52 a 57) também foram verificadas nos pavimentos superiores. A diferença média para o 19º pavimento foi de 21,7%, chegando a 48,5% na viga V2 junto ao pilar P3. Na viga V9 da cobertura, no vão entre os pilares P16 e P17, o momento fletor máximo fornecido pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  foi inferior à metade daquele fornecido pelo processo P-Delta.

Quadro 10 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 8

	Direção X	Direção Y
Parâmetro $\alpha$	1,004	0,956
Coefficiente $\gamma_z$	1,216	1,225
RM1M2	1,285	1,274
Dif. $\gamma_z$ - RM1M2 (%)	-5,4	-3,8
Dif. $0.95\gamma_z$ - RM1M2 (%)	-10,1	-8,7

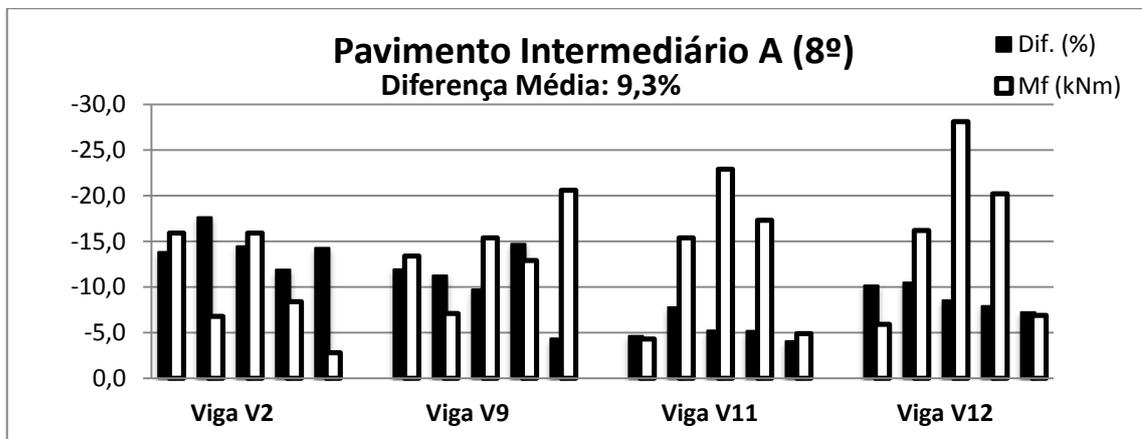
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 52 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 8



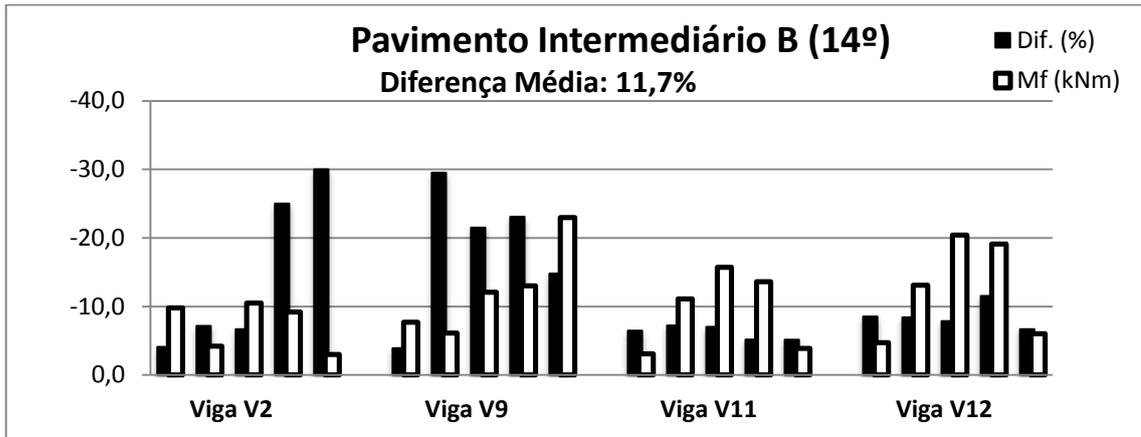
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 53 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 8



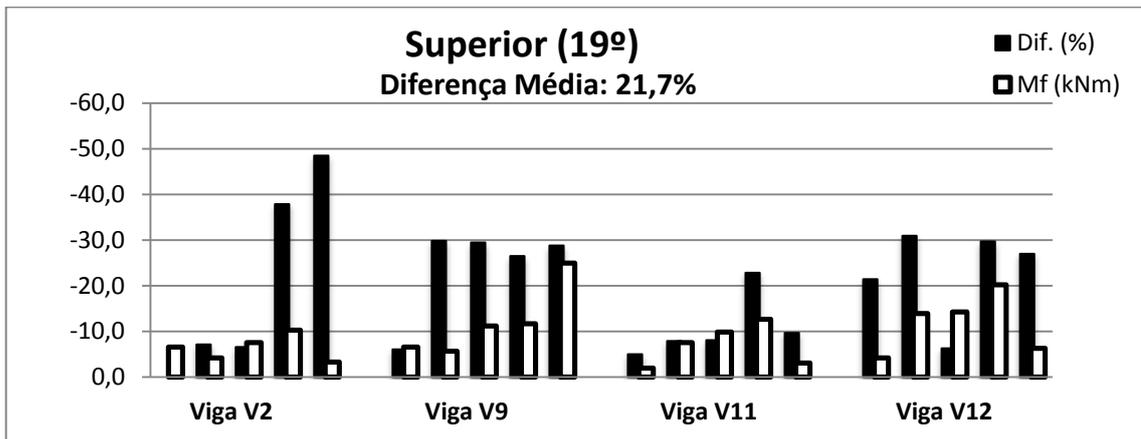
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 54 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 8



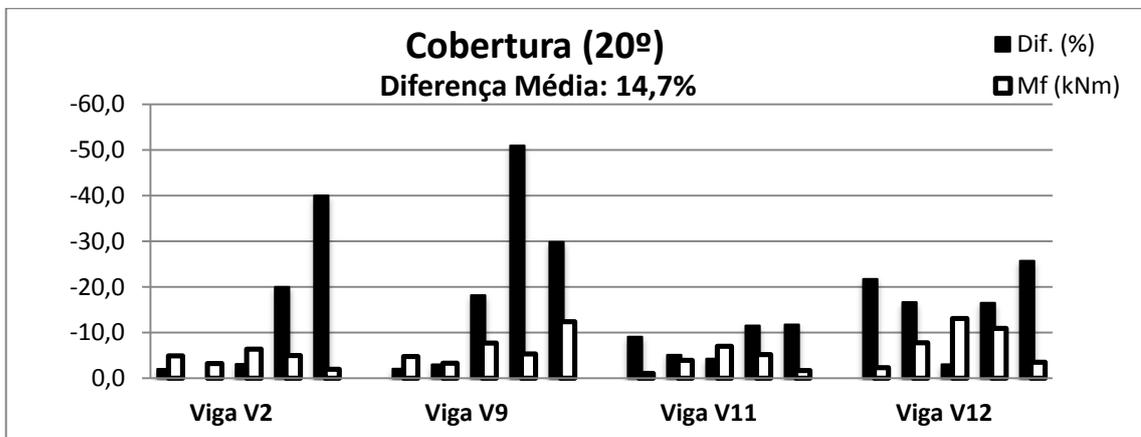
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 55 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 8



(fonte: elaborado pelo autor)

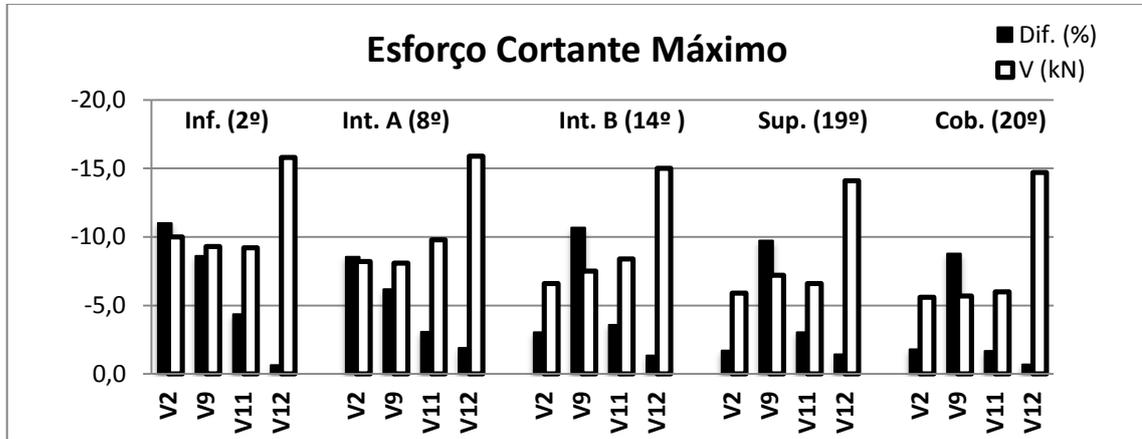
Figura 56 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 8



(fonte: elaborado pelo autor)

Neste exemplo, foram verificadas diferenças próximas aos 10% nos esforços cortantes máximos (figura 57) em todos os pavimentos para algumas das vigas.

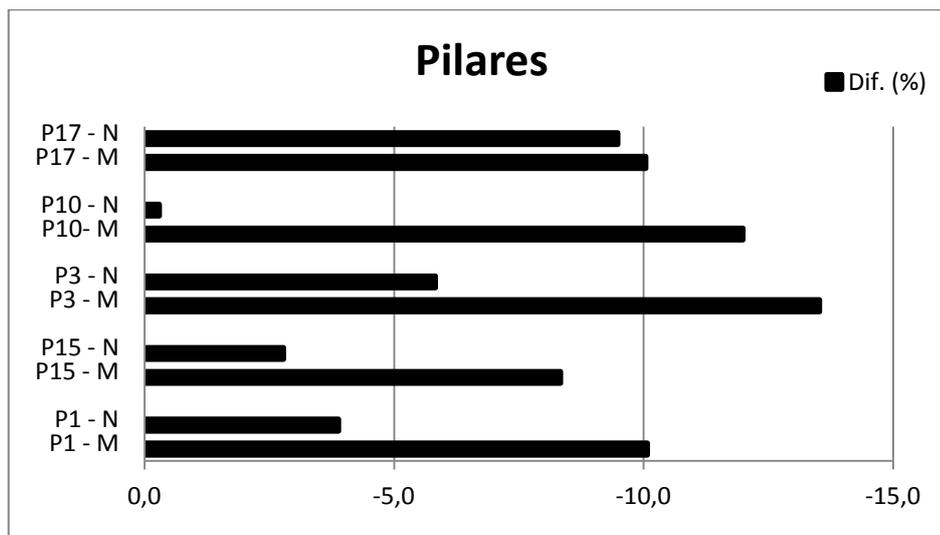
Figura 57 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 8



(fonte: elaborado pelo autor)

As diferenças observadas nos esforços dos pilares do exemplo 8 (figura 58) seguem um padrão semelhante ao do exemplo 7, diferindo, entretanto, em sua intensidade. Essas diferenças superam os 10% para todos os momentos fletores e chega a 9,5% para a carga axial do pilar P17.

Figura 58 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 8



(fonte: elaborado pelo autor)

### 4.2.9 Exemplo 9

A estrutura analisada no exemplo 9 possui vinte pavimentos com pé-direito de 3 metros e carregamento simétrico. Há mudança de seção dos pilares no oitavo pavimento. Os parâmetros de instabilidade global deste exemplo constam no quadro 11.

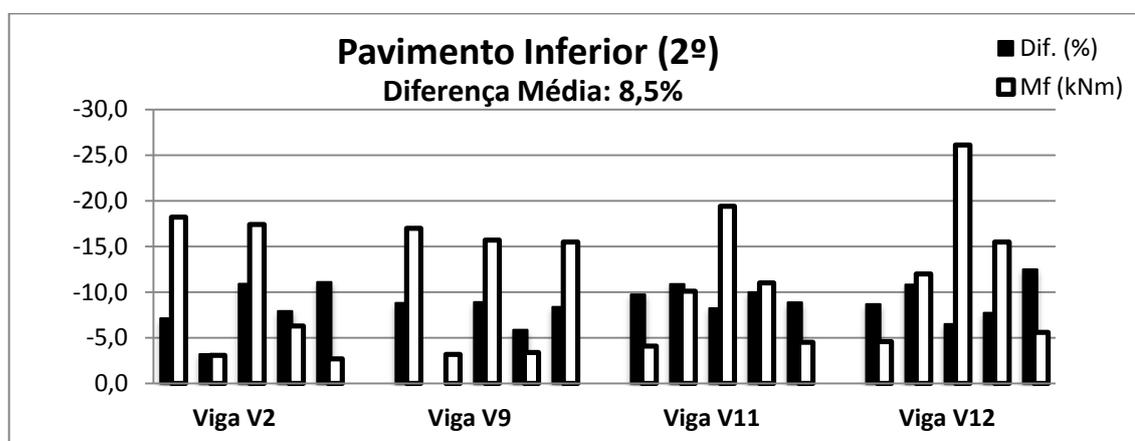
Quadro 11 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 9

	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0,941	0,969
<b>Coefficiente <math>\gamma z</math></b>	1,167	1,188
<b>RM1M2</b>	1,191	1,195
<b>Dif. <math>\gamma z</math> - RM1M2 (%)</b>	-2,0	-0,6
<b>Dif. <math>0.95\gamma z</math> - RM1M2 (%)</b>	-6,9	-5,6

(fonte: elaborado pelo autor)

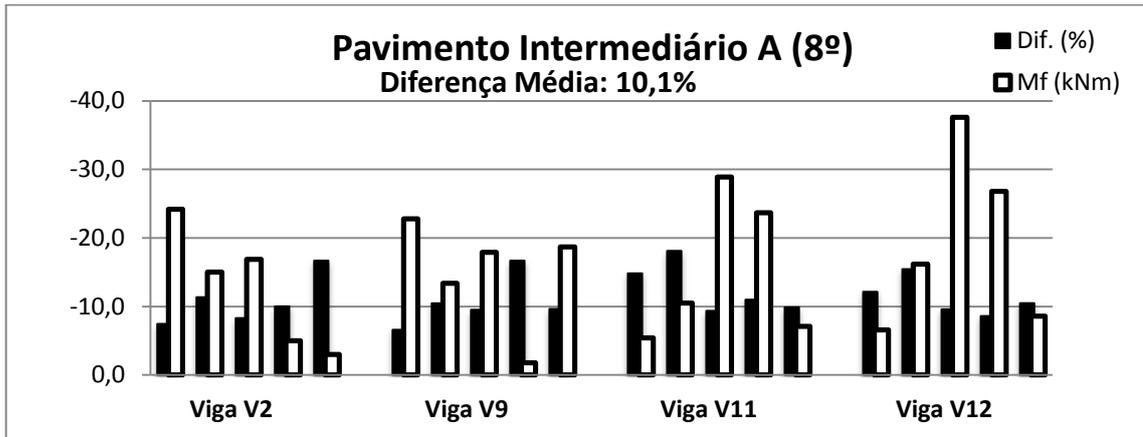
Existem diferenças significativas nos momentos fletores das vigas (figuras 59 a 63), especialmente no pavimento superior e na cobertura, onde ocorrem diferenças entre 20% e 30% em diversos pontos. Essas diferenças, no entanto, são menores do que as verificadas no exemplo 7, apesar do exemplo 9 ser um pouco menos estável segundo os parâmetros de instabilidade global.

Figura 59 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 9



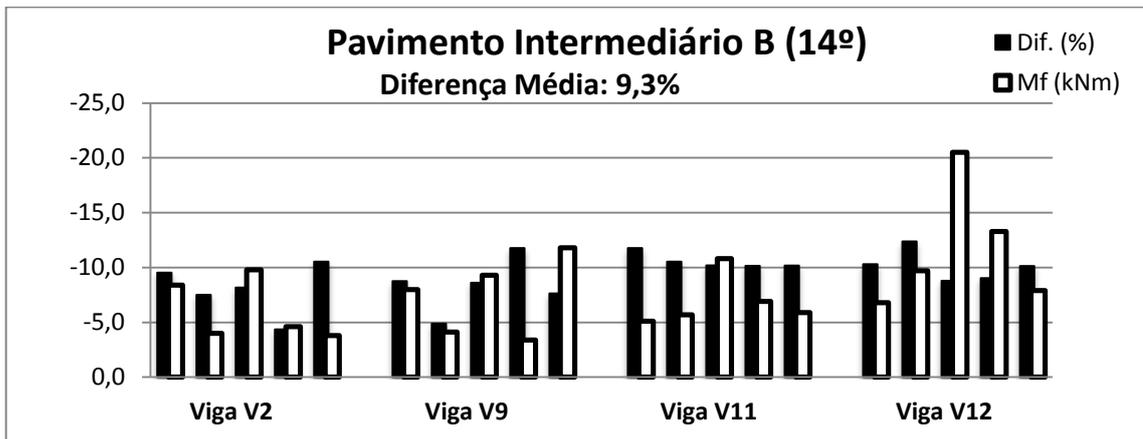
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 60 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 9



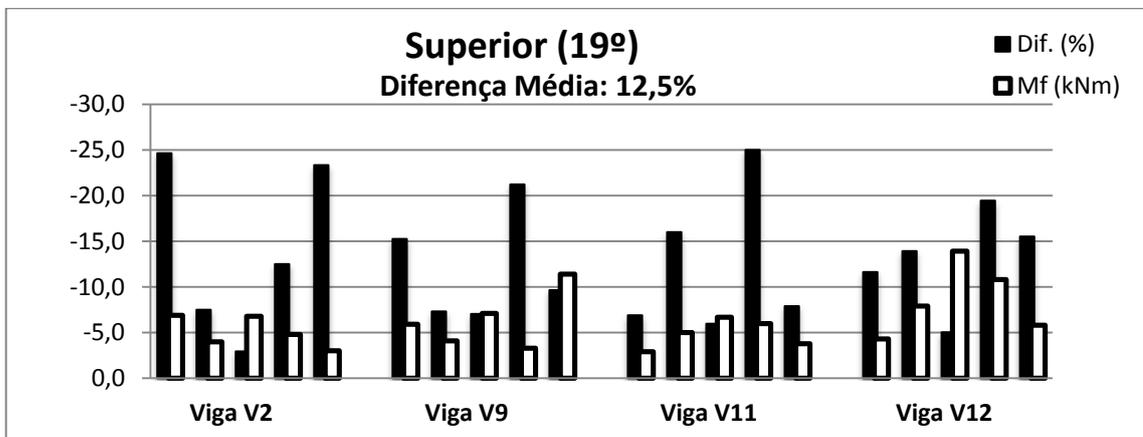
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 61 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 9



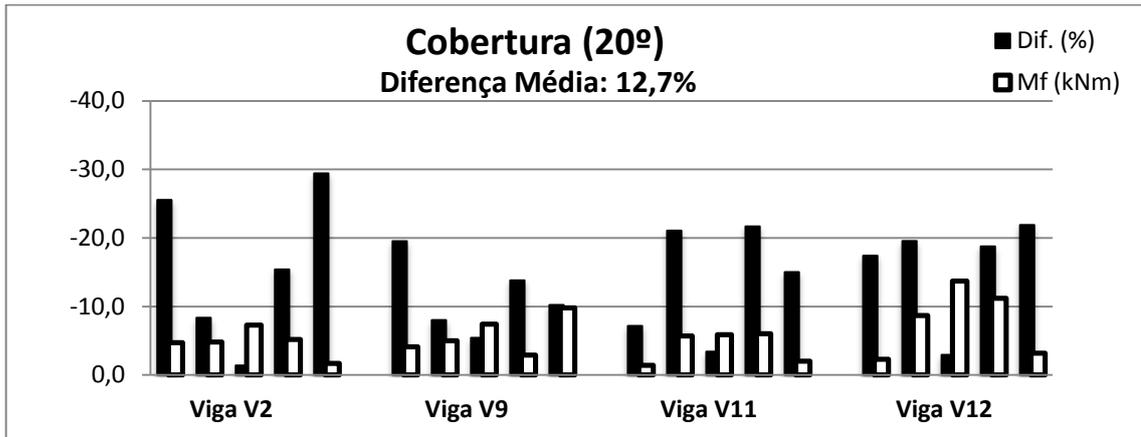
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 62 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 9



(fonte: elaborado pelo autor)

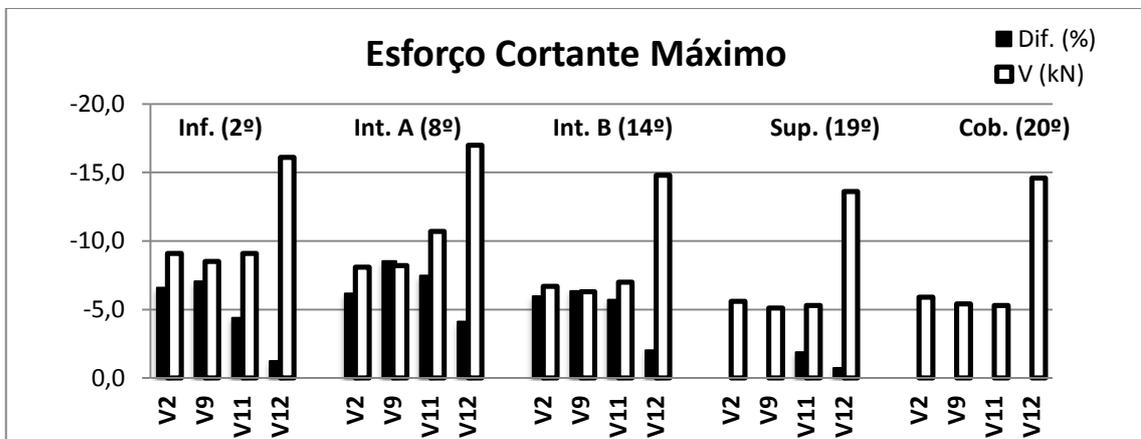
Figura 63 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 9



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos esforços cortantes máximos das vigas (figura 64) ocorreram diferenças entre 5% e 10% nos pavimentos inferior e intermediários, já no pavimento superior e na cobertura as diferenças foram insignificantes.

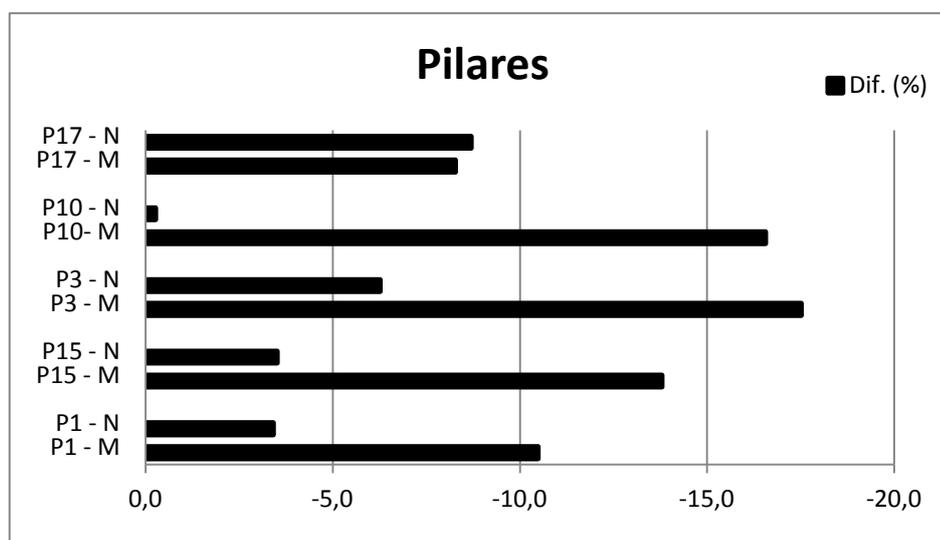
Figura 64 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 9



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos pilares do exemplo 9 houve acréscimo, em relação ao exemplo 7, em todas as diferenças analisadas, exceto no momento de base do pilar P17, onde houve um pequeno decréscimo na diferença. As diferenças nos momentos fletores medidos no 11º lance superaram 10% para todos os pilares.

Figura 65 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 8



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.2.10 Exemplo 10

O exemplo 10 combina as características de assimetria de cargas e mudança de seção nos pilares. A estrutura possui vinte pavimentos de alturas iguais.

Os parâmetros de instabilidade global deste exemplo (quadro 11) indicam uma estrutura mais instável do que os exemplos 7 a 9, no entanto, com o coeficiente  $\gamma_z$  inferior a 1,3. O método do coeficiente  $\gamma_z$  leva, na direção X, a uma majoração dos esforços horizontais pelo fator de 1,184 ( $0,95 \times 1,246$ ), o que é significativamente menor do que o indicado pelo coeficiente RM1M2 (1,334).

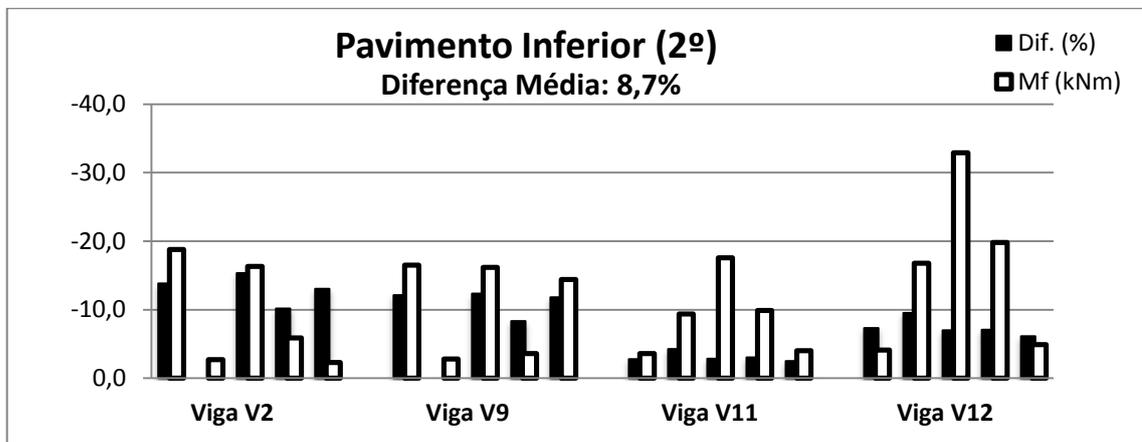
Apesar dos parâmetros de instabilidade elevados e as diferenças mais acentuadas observadas para eles, os resultados obtidos para os momentos fletores das vigas (figuras 66 a 70) não indicam discrepâncias maiores do que os exemplos anteriores. As maiores diferenças se dão no pavimento superior, com diferença média de 15,2% e diferenças pontuais que chegam a 30%.

Quadro 12 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 10

	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	1,068	1,011
<b>Coefficiente <math>\gamma z</math></b>	1,246	1,24
<b>RM1M2</b>	1,334	1,282
<b>Dif. <math>\gamma z</math> - RM1M2 (%)</b>	-6,6	-3,3
<b>Dif. <math>0.95\gamma z</math> - RM1M2 (%)</b>	-11,3	-8,1

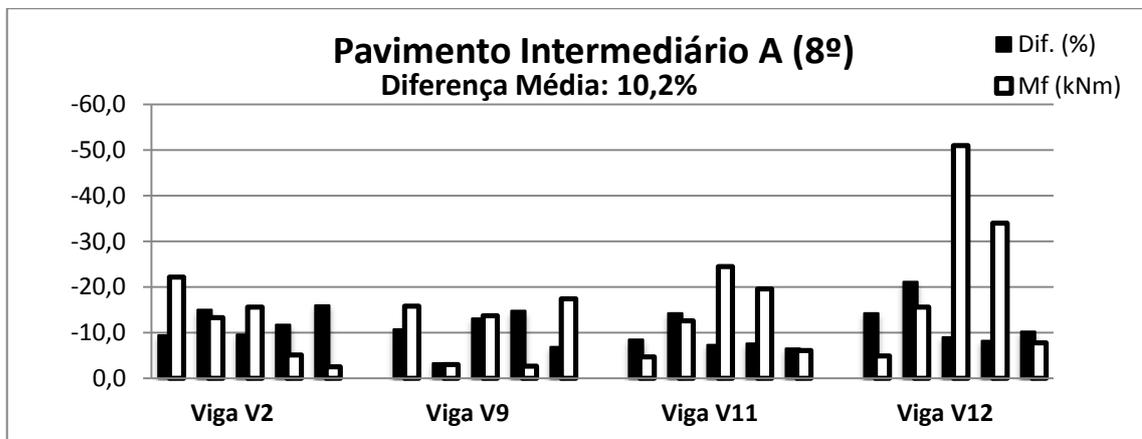
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 66 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 10



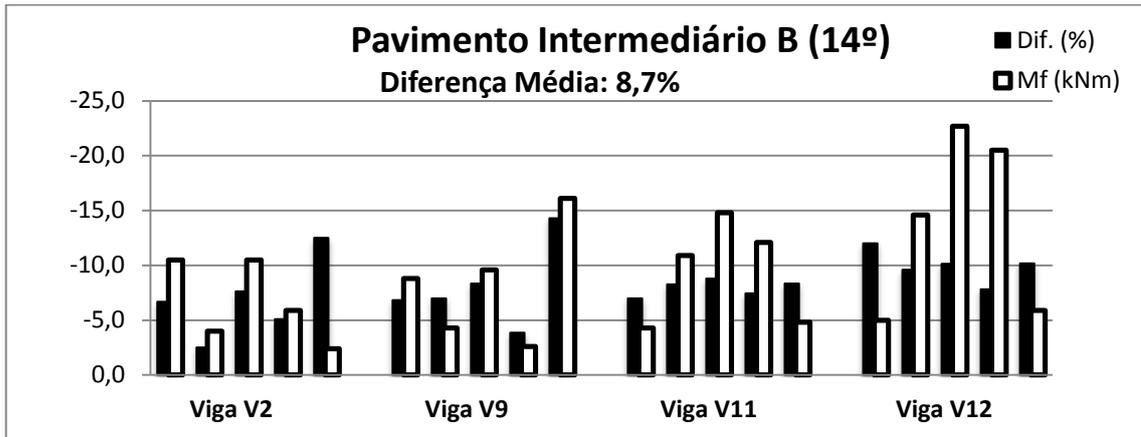
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 67 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 10



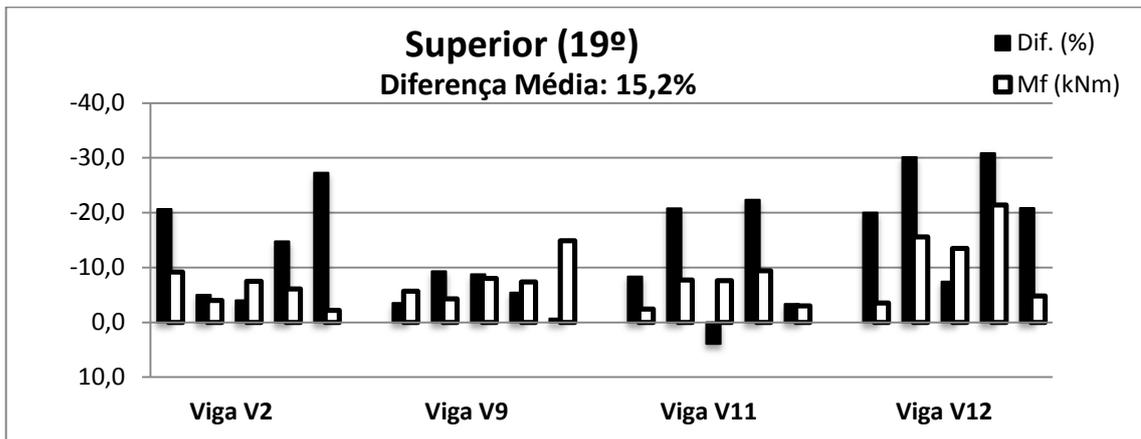
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 68 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 10



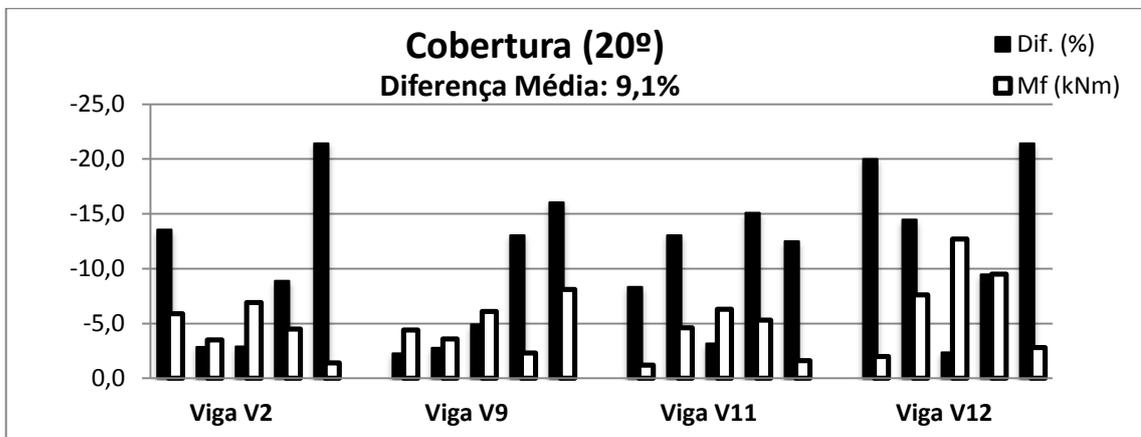
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 69 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 10



(fonte: elaborado pelo autor)

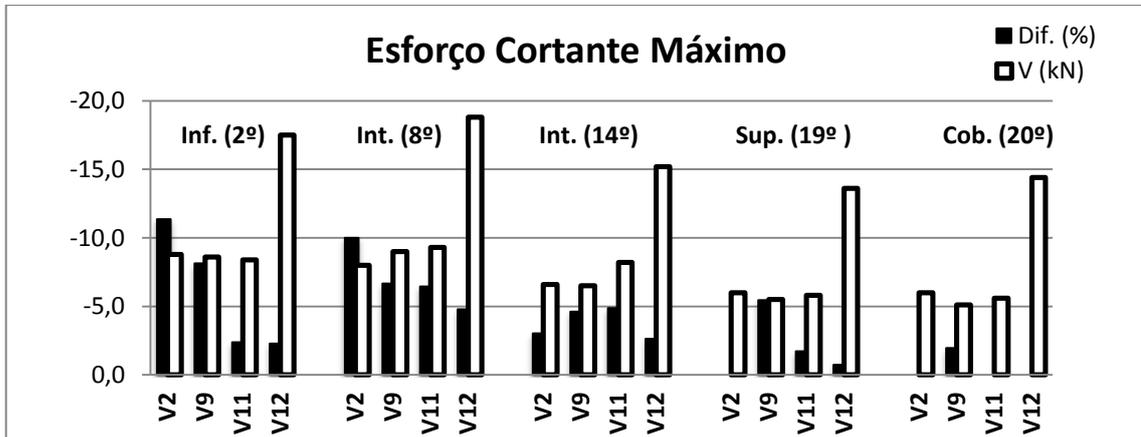
Figura 70 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 10



(fonte: elaborado pelo autor)

As diferenças nos esforços cortantes das vigas são apresentados na figura 71. A diferença máxima de 11,4% ocorre no pavimento inferior e reduzem gradualmente para os demais pavimentos.

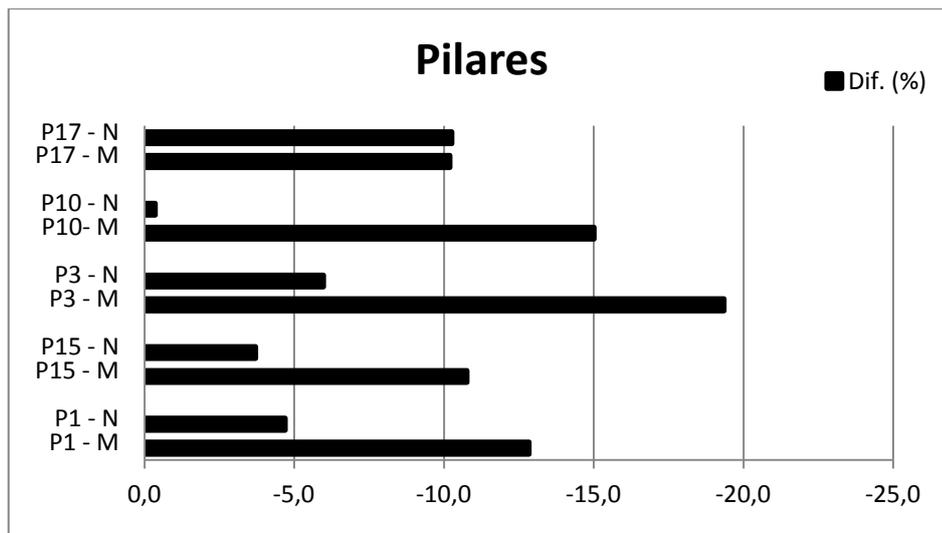
Figura 71 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 10



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos pilares do exemplo 10 (figura 72), são observadas diferenças superiores a 10% em todos os momentos fletores e no carregamento axial na base do pilar P17.

Figura 72 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 10



(fonte: elaborado pelo autor)

### 4.2.11 Exemplo 11

A estrutura analisada no exemplo 11 possui vinte pavimentos, é lateralmente simétrica, é carregada homoganeamente e seus pilares possuem seção constante. O pé-direito dos seis primeiros pavimentos é de 3,20 metros, seguidos por oito pavimentos com pé-direito de 2,70 metros e os seis pavimentos superiores novamente possuem 3,20 metros. O quadro 13 apresenta os parâmetros de instabilidade global deste exemplo.

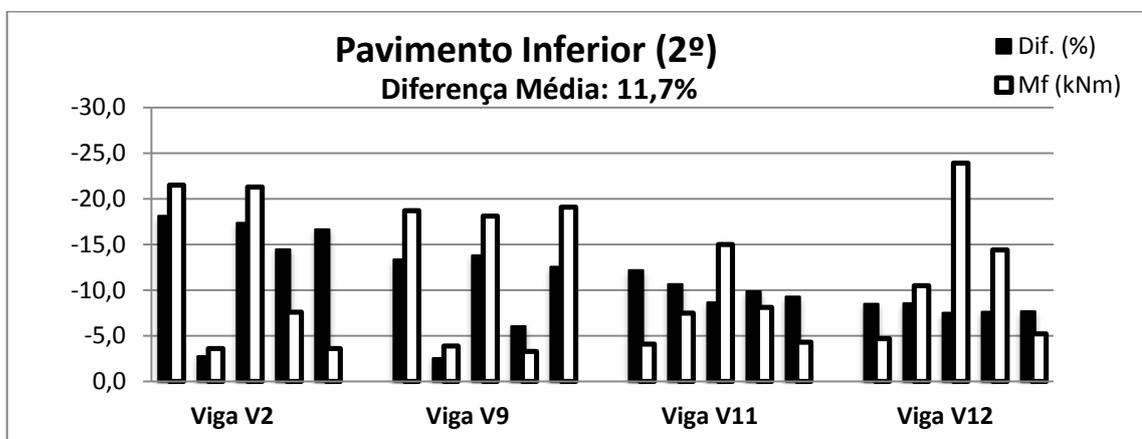
Quadro 13 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 11

	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0,876	0,860
<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math></b>	1,157	1,181
<b>RM1M2</b>	1,177	1,188
<b>Dif. <math>\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-1,7	-0,6
<b>Dif. <math>0.95\gamma_z</math> - RM1M2 (%)</b>	-6,6	-5,6

(fonte: elaborado pelo autor)

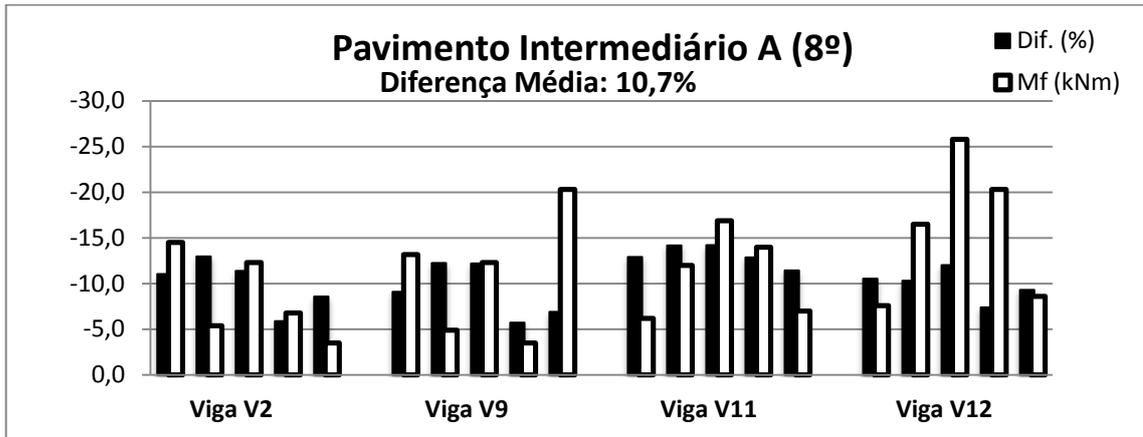
Os resultados para os momentos fletores das vigas do exemplo 11 são dispostos nas figuras 73 a 77. A maior diferença média ocorre no 19º pavimento. São verificadas diferenças pontuais que ultrapassam 30% nos pavimentos catorze, dezenove e cobertura.

Figura 73 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 11



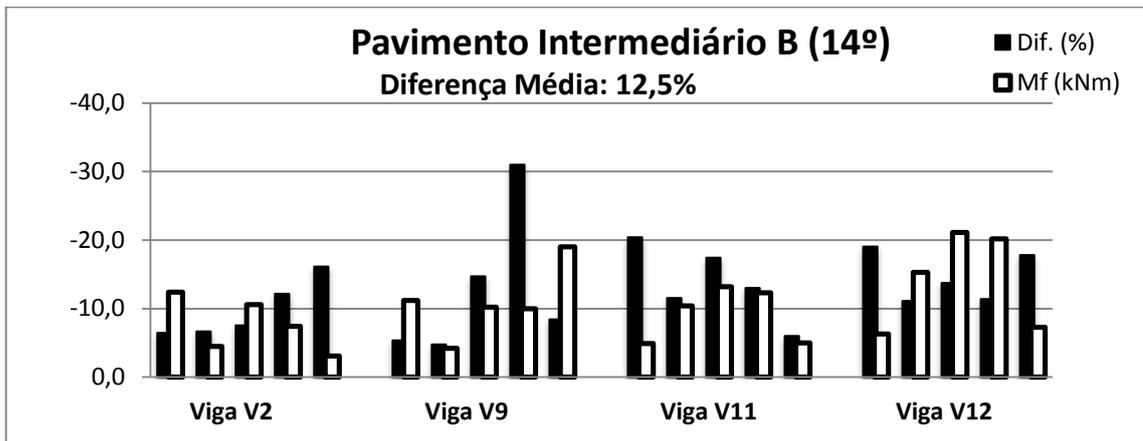
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 74– Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 11



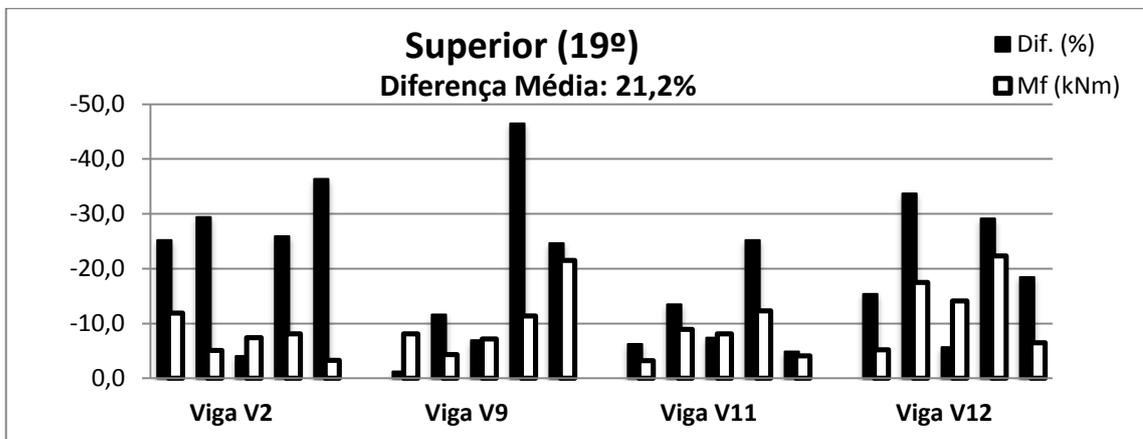
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 75 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 11



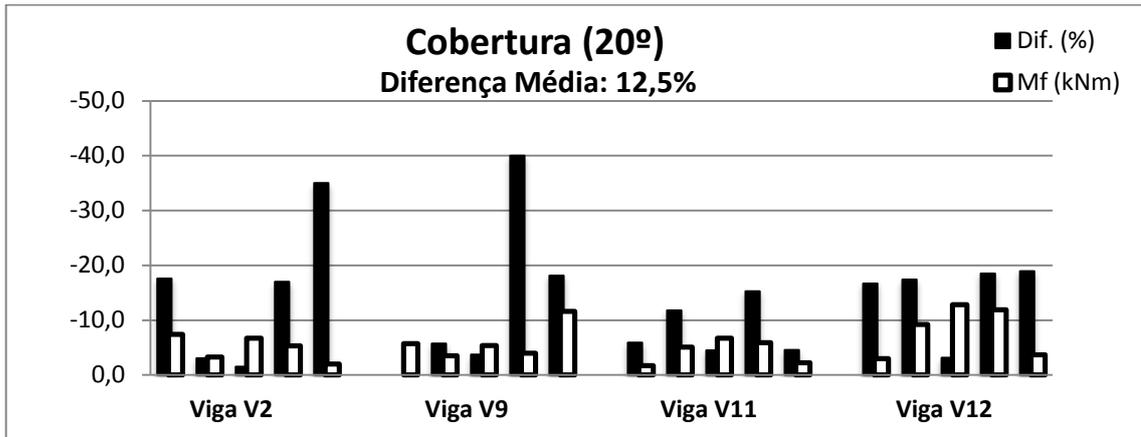
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 76 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 11



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 77 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 11

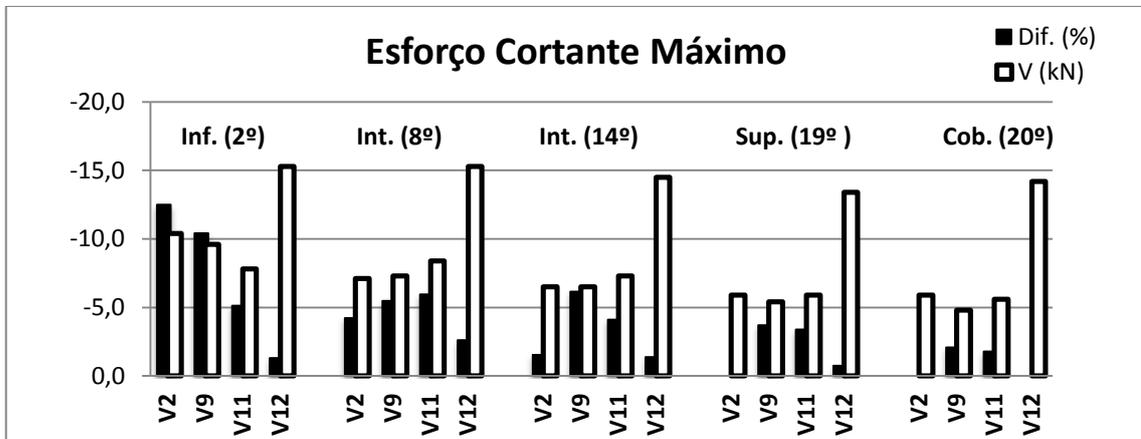


(fonte: elaborado pelo autor)

O padrão de diferenças nos esforços cortantes do exemplo 11 (figura 78) assemelha-se aos demais exemplos, sendo maiores nos pavimentos inferiores e reduzindo progressivamente.

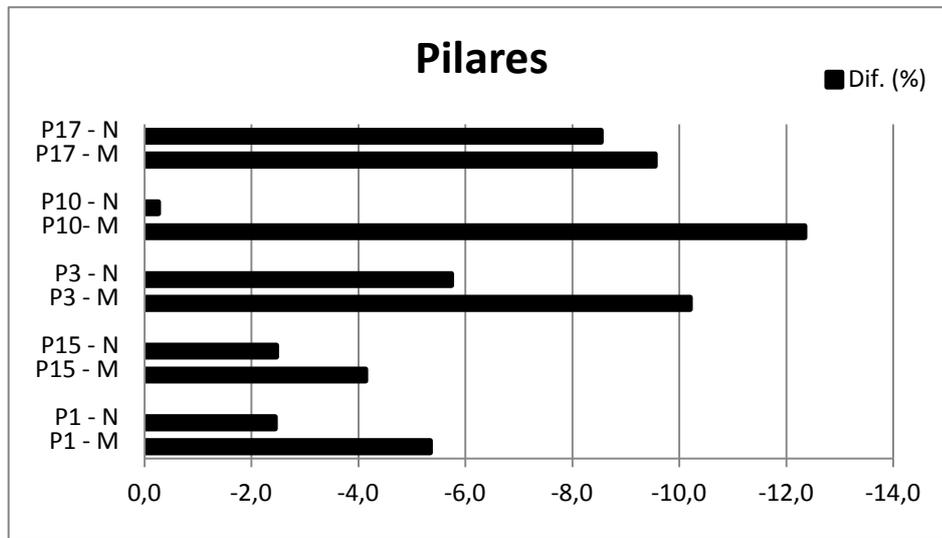
Na figura 79 são apresentadas as diferenças nos esforços para os pilares.

Figura 78 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 11



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 79 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 11



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.2.12 Exemplo 12

O último exemplo a ser analisado possui vinte pavimentos, apresenta assimetria de cargas e variação nos pés-direitos. Os parâmetros de instabilidade global são apresentados no quadro 14.

Quadro 14 – Parâmetros de instabilidade global do exemplo 12

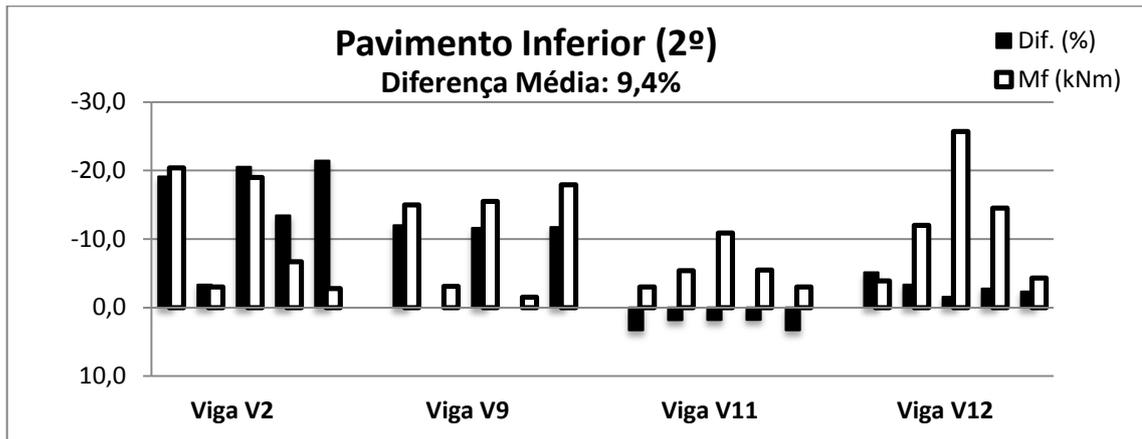
	Direção X	Direção Y
<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b>	0,951	0,866
<b>Coefficiente <math>\gamma z</math></b>	1,19	1,186
<b>RM1M2</b>	1,257	1,232
<b>Dif. <math>\gamma z</math> - RM1M2 (%)</b>	-5,3	-3,7
<b>Dif. <math>0.95\gamma z</math> - RM1M2 (%)</b>	-10,1	-8,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Para os momentos fletores das vigas (figuras 80 a 84), novamente, o pavimento superior apresenta a maior diferença média, que neste exemplo tem o valor de 24,7%. Na viga V9 da cobertura, o momento máximo no vão entre os pilares P16 e P17 obtido pelo método do

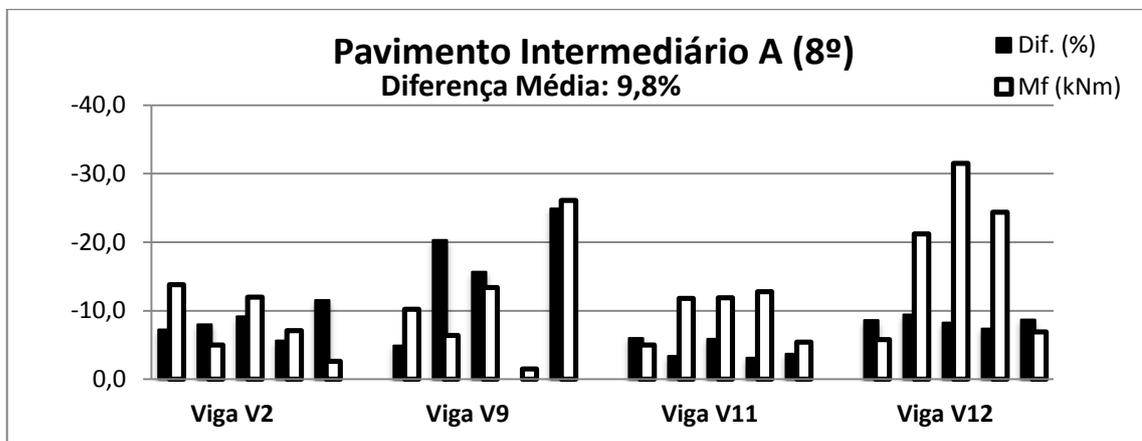
coeficiente  $\gamma_z$  foi 60,3% menor do que o respectivo momento obtido pelo processo P-Delta, representando a maior diferença percentual observada neste trabalho. A viga V11 do pavimento inferior do exemplo 12 foi a única viga, entre todos os exemplos, que apresentou todos os momentos fletores menos intensos quando utilizado o processo P-Delta.

Figura 80 – Momentos fletores das vigas do segundo pavimento do exemplo 12



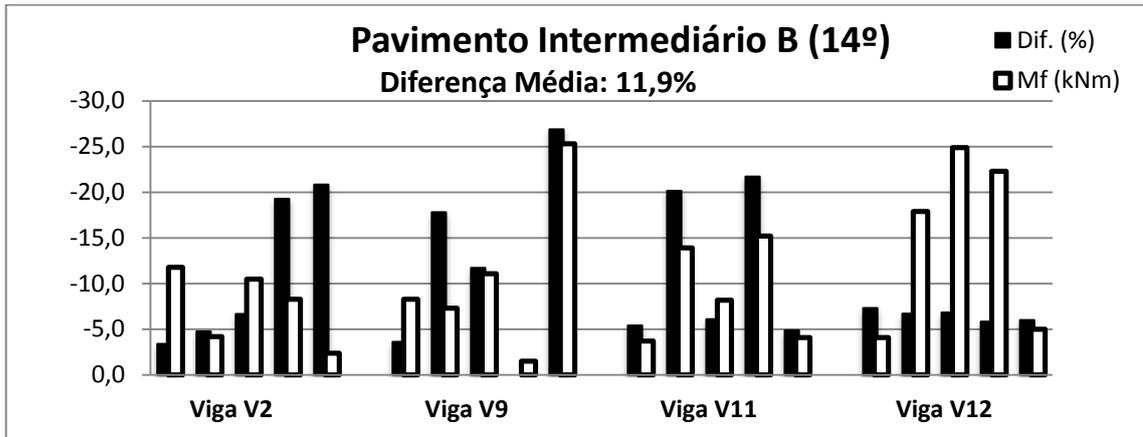
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 81 – Momentos fletores das vigas do oitavo pavimento do exemplo 12



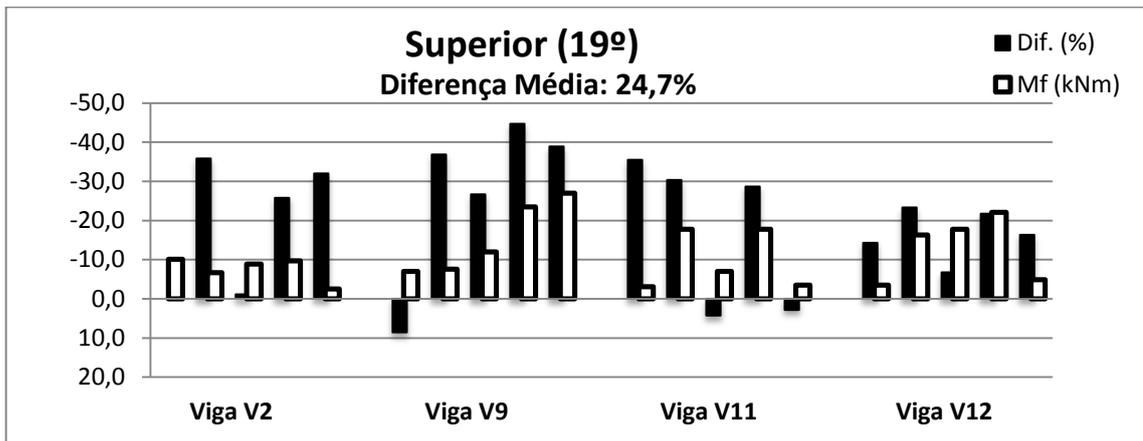
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 82 – Momentos fletores das vigas do 14º pavimento do exemplo 12



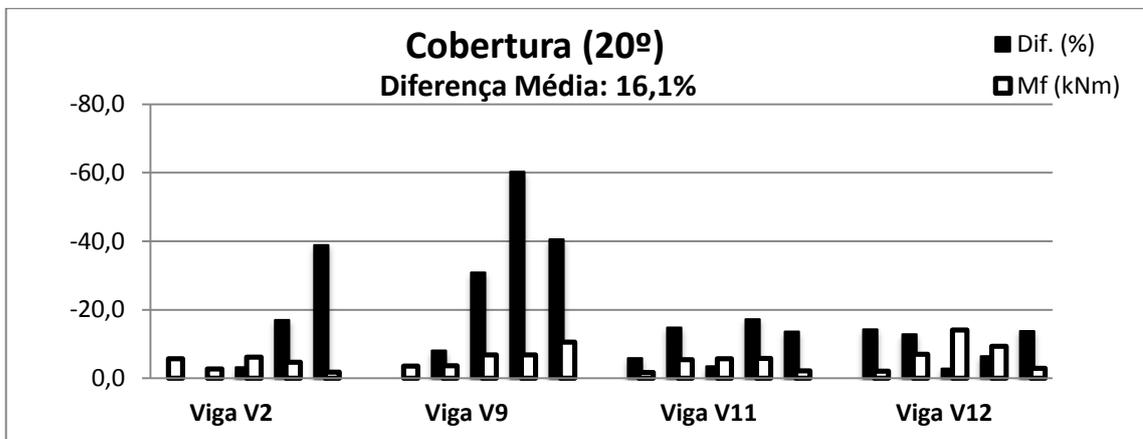
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 83 – Momentos fletores das vigas do 19º pavimento do exemplo 12



(fonte: elaborado pelo autor)

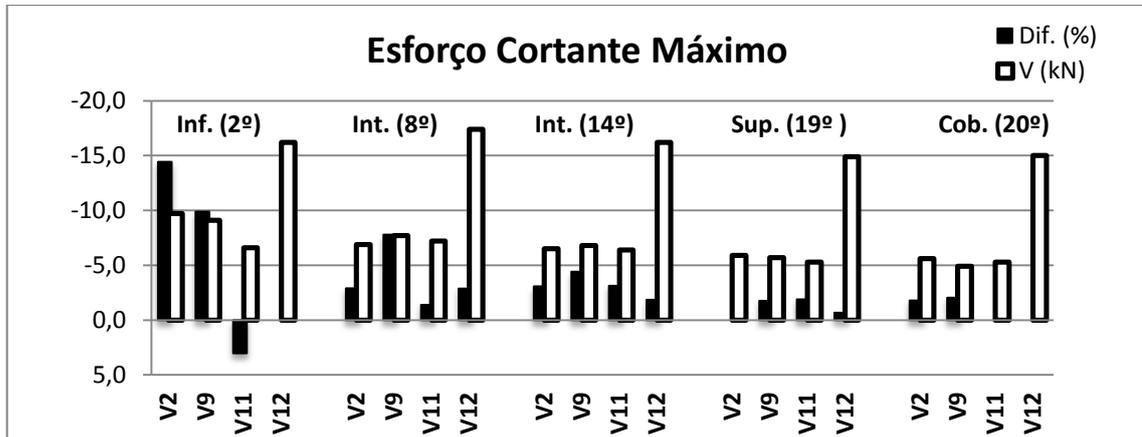
Figura 84 – Momentos fletores das vigas da cobertura do exemplo 12



(fonte: elaborado pelo autor)

Os esforços cortantes máximos para as vigas, apresentados na figura 85, repetem o padrão de diferenças decrescentes ao longo da altura da edificação. O valor máximo de 14,4% é verificado na viga V2 do pavimento inferior.

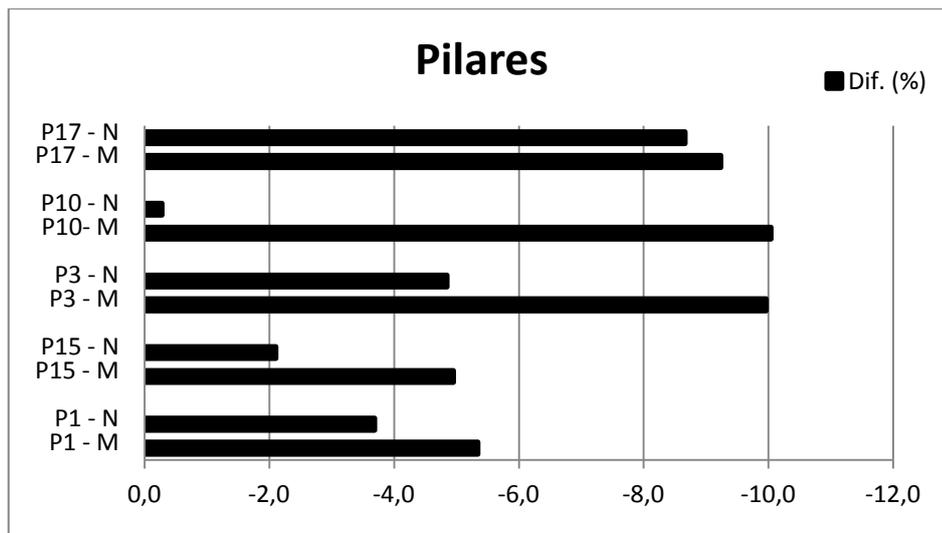
Figura 85 – Esforço cortante máximo por viga do exemplo 12



(fonte: elaborado pelo autor)

Para os pilares do exemplo 12 (figura 86) foram verificadas diferenças máximas nos esforços em torno de 10%.

Figura 86 – Diferenças nos esforços normais e momentos fletores em pilares do exemplo 12



(fonte: elaborado pelo autor)

### 4.3 COEFICIENTE $\gamma_z$ E DIFERENÇAS NOS ESFORÇOS

Nesta seção serão comparados os valores dos coeficientes  $\gamma_z$  com as diferenças verificadas nos momentos fletores das vigas e nos momentos globais dos respectivos exemplos.

Valores de coeficiente  $\gamma_z$  maiores, aproximando-se de 1,3, indicam que os efeitos de segunda ordem representam parcelas maiores dos esforços totais. Dessa forma, é plausível supor que as maiores diferenças entre os resultados dos dois métodos ocorram nos exemplos com coeficientes  $\gamma_z$  elevados.

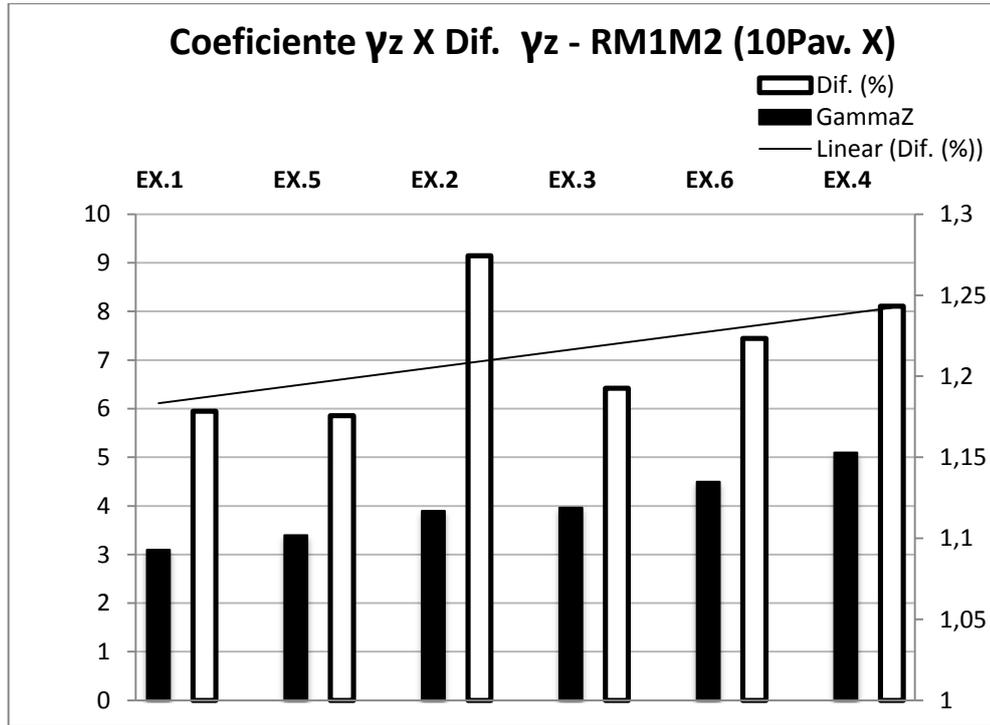
Na figura 87 foram plotados em ordem crescente, nas barras pretas, os valores dos coeficientes  $\gamma_z$  na direção X dos exemplos com dez pavimentos. As barras claras representam as respectivas diferenças entre o coeficiente majorador  $0,95\gamma_z$  e o coeficiente RM1M2. Os valores dos coeficientes  $\gamma_z$  estão no eixo à direita, enquanto o valor das diferenças no eixo esquerdo. A linha de tendência linear indica que essas diferenças possuem uma tendência de crescimento em concordância com os valores dos coeficientes  $\gamma_z$ , apesar de ocorrerem divergências em alguns valores.

Os mesmos dados para os exemplos de dez pavimentos na direção Y são apresentados na figura 88. Apesar da tendência de crescimento, ocorrem divergências maiores. Para ambas as direções, o exemplo 2 apresenta os maiores percentuais de diferenças, mas, não os maiores valores de coeficiente  $\gamma_z$ .

A tendência de aumento nas diferenças de momentos globais com o aumento do valor do coeficiente  $\gamma_z$  também pode ser observada nos exemplos de vinte pavimentos (figuras 89 e 90), com a observação de alguns valores discrepantes.

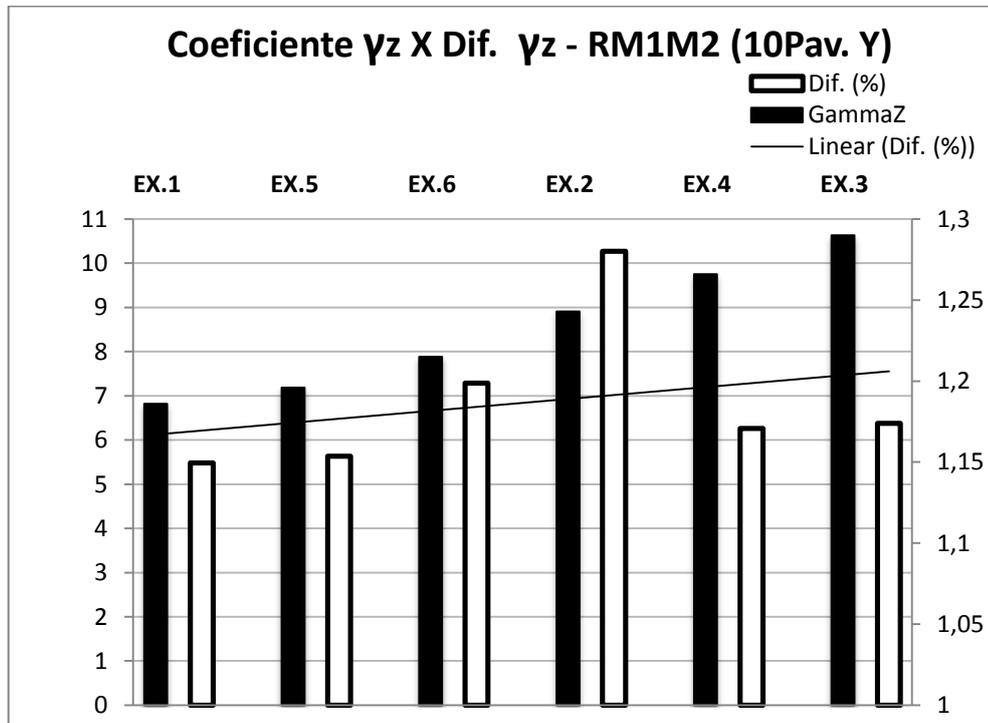
Quando comparado o valor do coeficiente  $\gamma_z$  com as diferenças médias nos momentos fletores nas vigas por pavimento e na respectiva direção (figuras 91 a 94), essa tendência esperada é consistente apenas no caso dos exemplos com dez pavimentos na direção X. Nos exemplos com dez pavimentos, quando considerada a direção Y, ocorrem elevadas diferenças nos momentos fletores mesmo para valores menores do coeficiente  $\gamma_z$ . Já nos exemplos de vinte pavimentos, as divergências são muito elevadas, observando-se uma inversão na tendência de aumento das diferenças com o aumento dos valores do coeficiente  $\gamma_z$ , fato imprevisível.

Figura 87 – Relação entre os valores de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos globais: exemplos de dez pavimentos, direção X



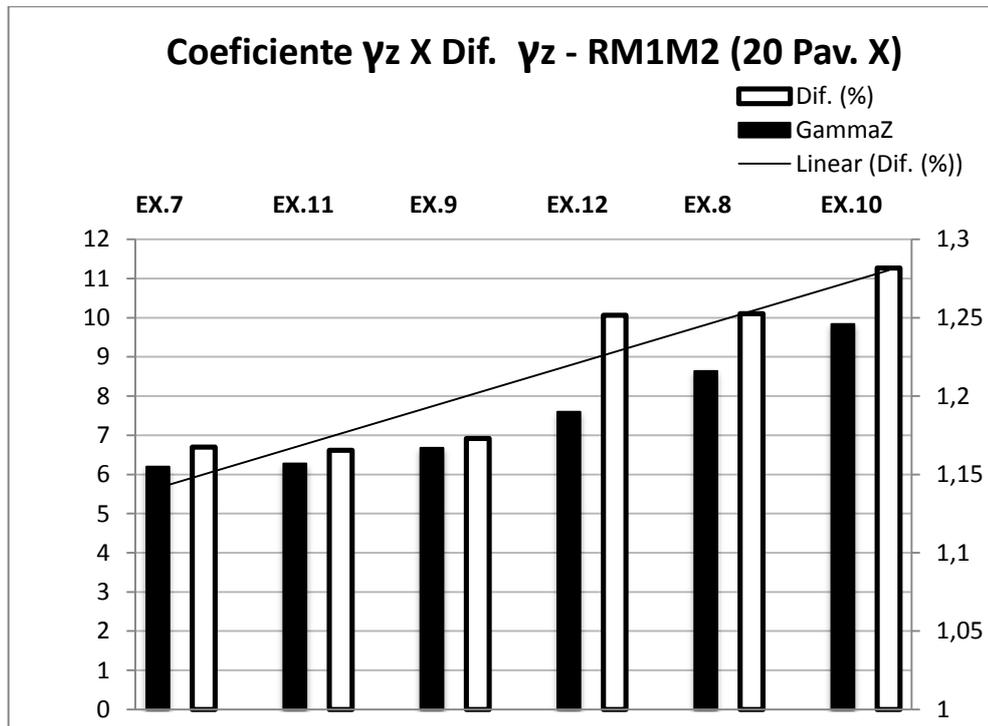
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 88 – Relação entre os valores de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos globais: exemplos de dez pavimentos, direção Y



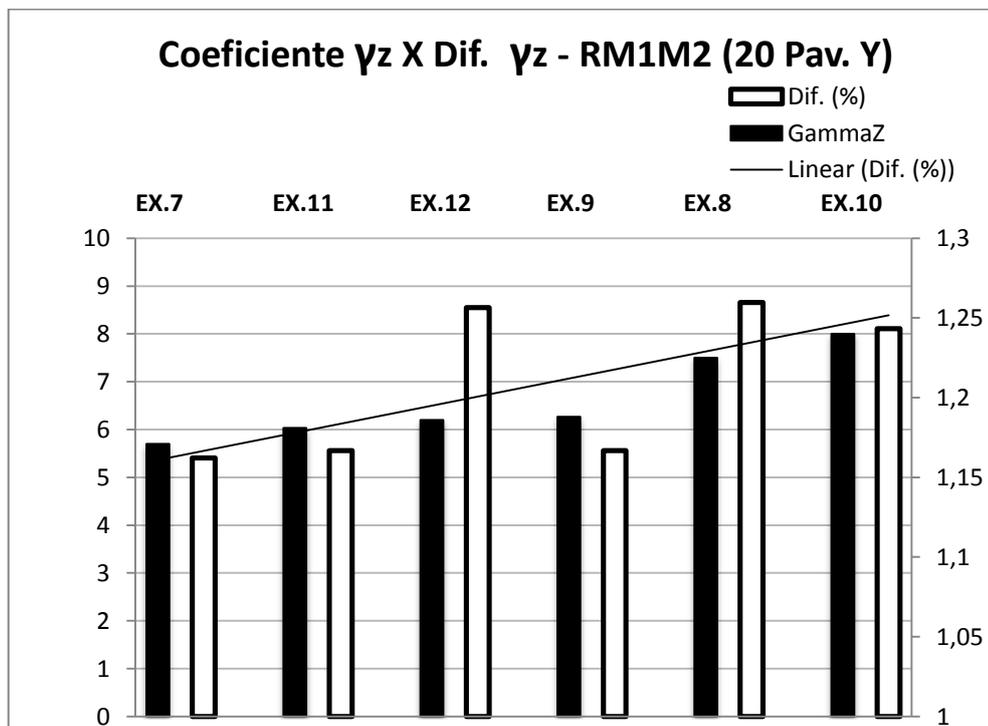
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 89 – Relação entre os valores de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos globais: exemplos de vinte pavimentos, direção X



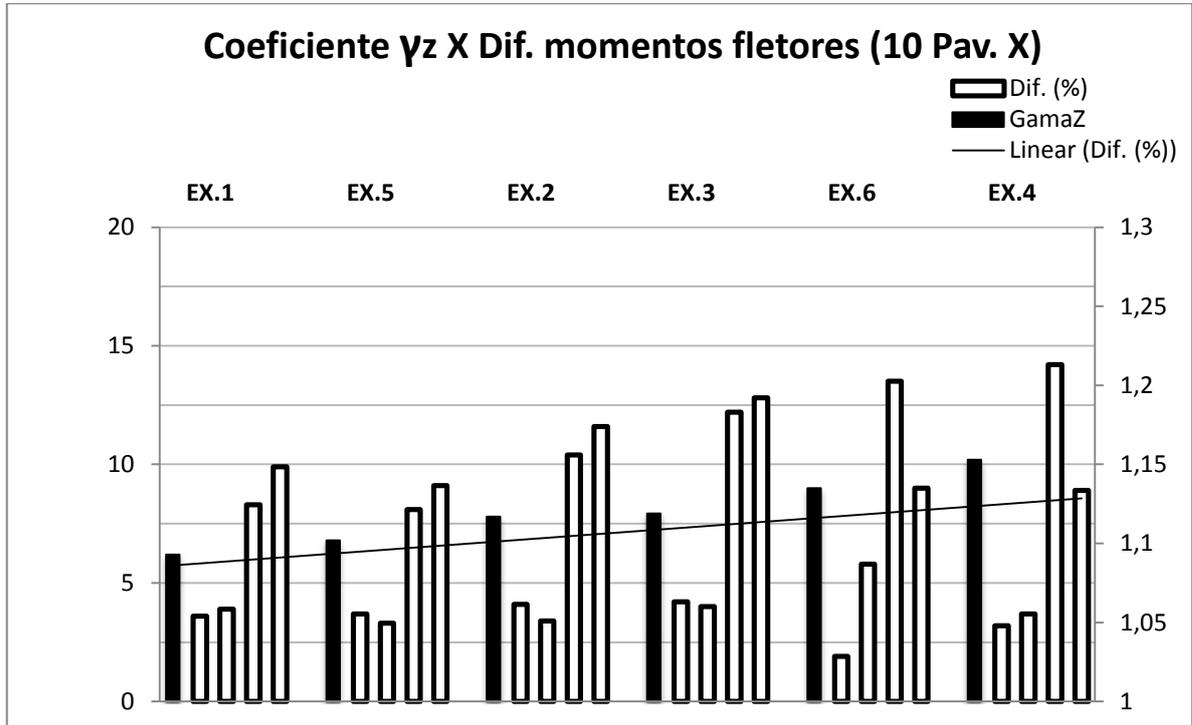
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 90 – Relação entre os valores de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos globais: exemplos de vinte pavimentos, direção Y



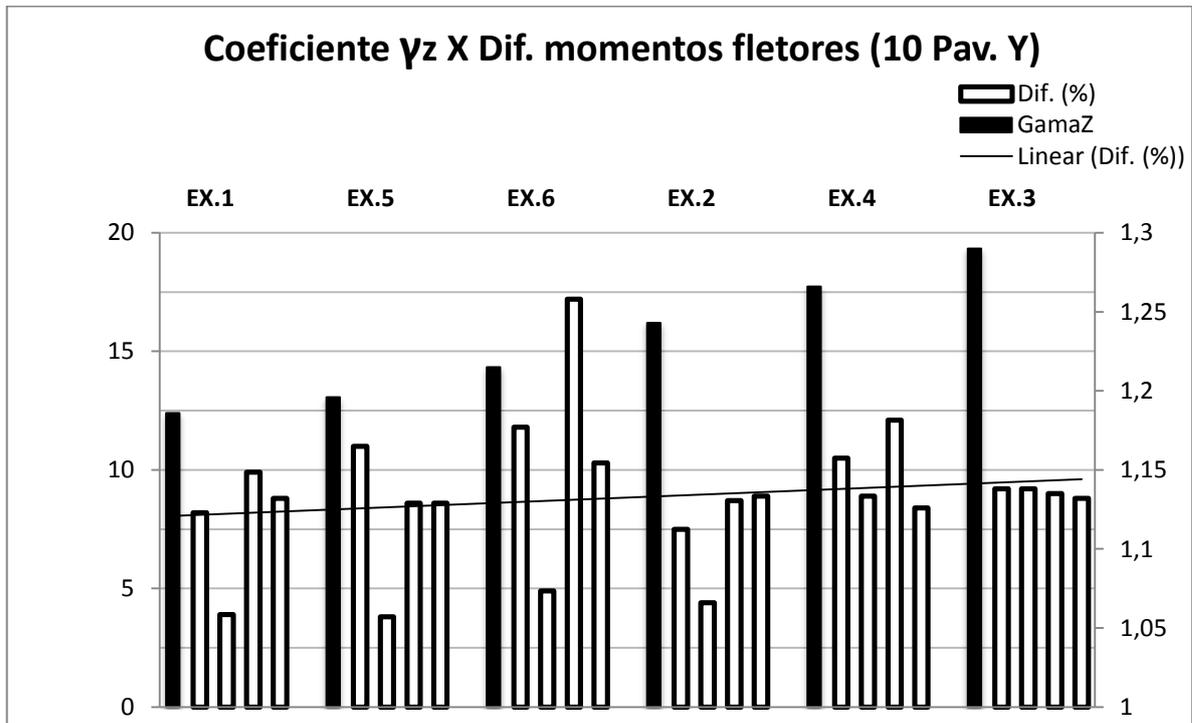
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 91 – Relação entre os valores médios de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com dez pavimentos, direção X



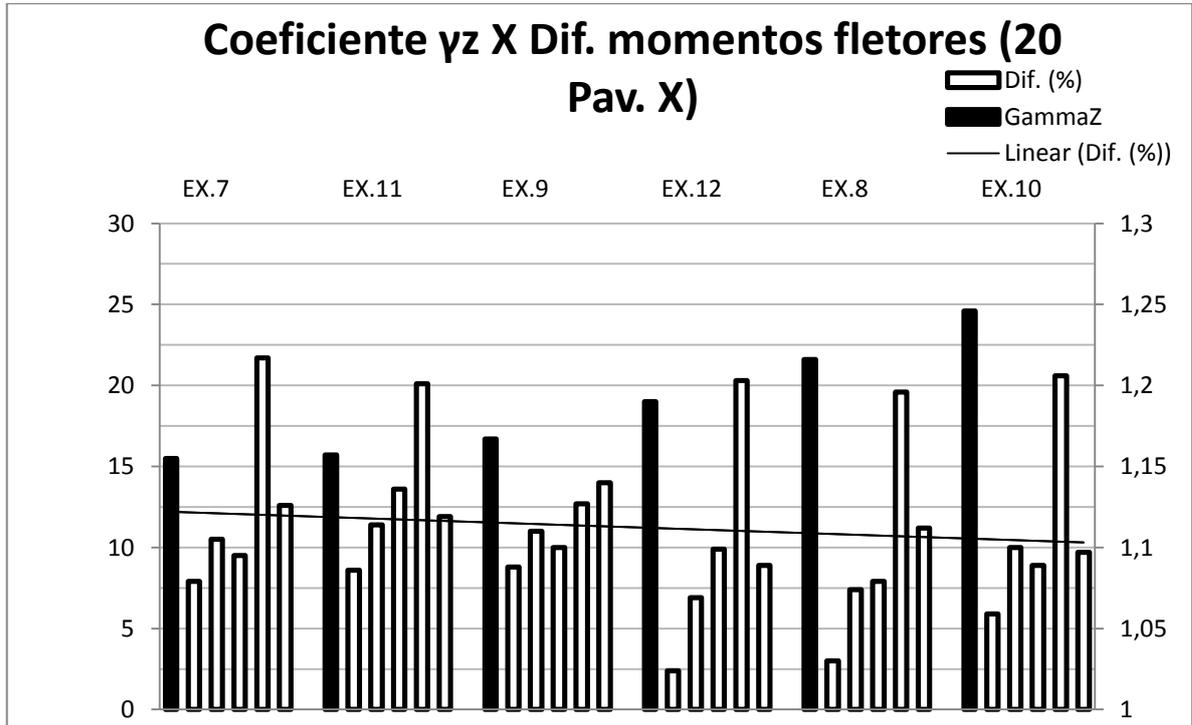
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 92 – Relação entre os valores médios de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com dez pavimentos, direção Y



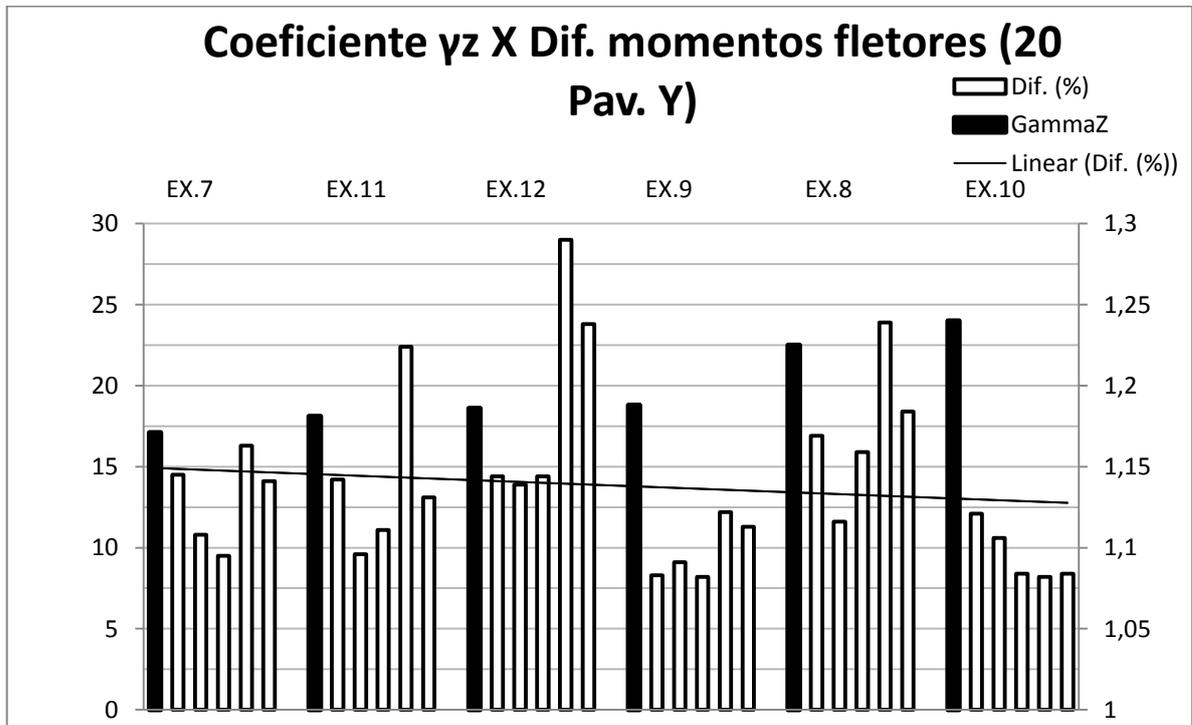
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 93 – Relação entre os valores médios de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com vinte pavimentos, direção X



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 94 – Relação entre os valores médios de coeficiente  $\gamma_z$  e diferenças nos momentos fletores nas vigas: exemplos com vinte pavimentos, direção Y



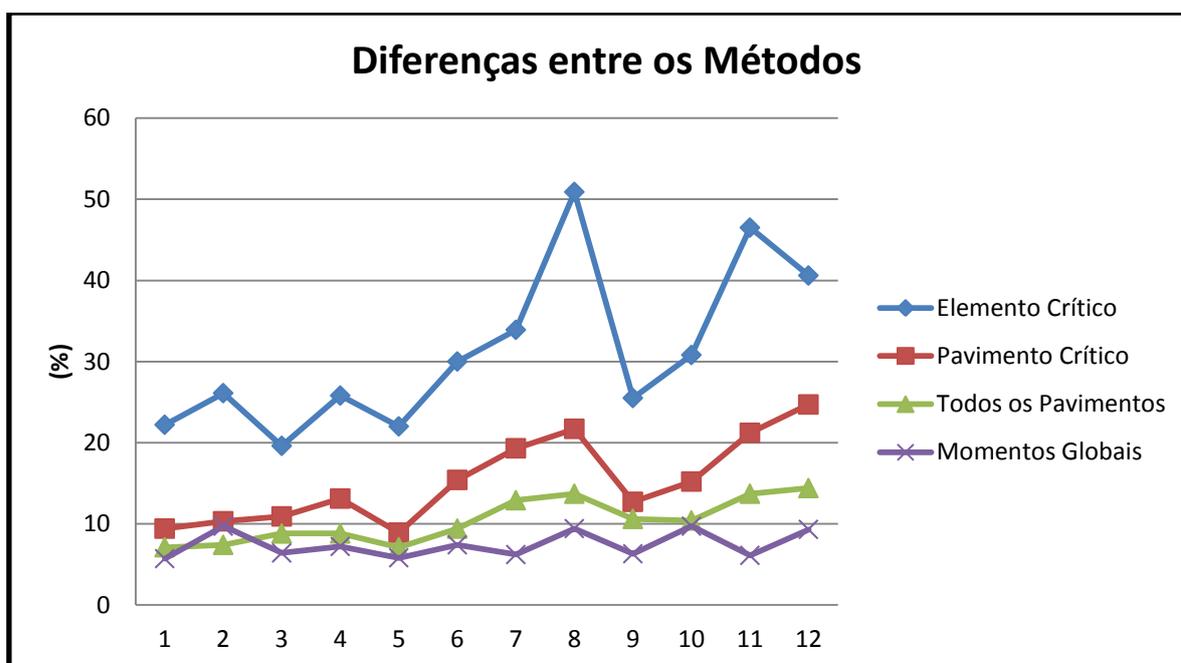
(fonte: elaborado pelo autor)

## 5 CONCLUSÕES

A hipótese inicial deste trabalho supunha que seriam verificadas discrepâncias nos esforços de dimensionamento obtidos pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  e pelo processo rigoroso P-Delta quando fossem adicionados elementos que quebrassem a homogeneidade da estrutura, como assimetrias e variações na rigidez. Entretanto, ao analisar elementos específicos da estrutura, verificaram-se discordâncias relevantes (acima de 10%) em todos os casos estudados, inclusive nas estruturas idealmente simétricas.

Este fato está ilustrado na figura 95, onde observa-se que quanto mais específica é a análise, maiores são as diferenças observadas. Estão dispostas, para cada exemplo, a diferença nos momentos globais de tombamento entre os dois métodos, a diferença média nos momentos fletores das vigas de todos os pavimentos estudados, a diferença média nos momentos fletores das vigas do pavimento crítico e a diferença relevante máxima encontrada entre todas as vigas do exemplo, excluindo-se os pontos onde os momentos fletores não exigiriam mais do que a armadura mínima para as vigas.

Figura 95 – Diferenças entre os dois métodos para os momentos globais, média dos momentos fletores de todos os pavimentos, média dos momentos fletores no pavimento crítico e no elemento crítico de cada exemplo



(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados mostraram que as maiores diferenças ocorrem nos momentos fletores das vigas, em especial nos pavimentos superiores, reduzindo para os intermediários e inferiores. Nos esforços cortantes, por sua vez, as divergências aparecem nos andares inferiores, ainda assim, com pouca relevância. As diferenças observadas nos pilares permaneceram majoritariamente abaixo de 10%, destacando-se algumas exceções principalmente em momentos fletores de baixa intensidade entre lances.

Observou-se que os esforços fornecidos pelo método do coeficiente  $\gamma_z$  são, quase na totalidade, menores do que aqueles obtidos pelo processo P-Delta. Esse resultado vai ao encontro daquele obtido por Zumaeta Moncayo (2011, p. 175), que sugeriu ser inadequado o uso do fator de minoração 0,95 sobre o valor do coeficiente  $\gamma_z$ . Sobre este ponto é interessante acrescentar que a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 120) recomenda, para estruturas de aço contraventadas por pórticos, o uso de um “coeficiente de ajuste” que majora os efeitos de segunda ordem, em direta oposição ao que é proposto pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100). A partir daí pode-se se propor uma nova reflexão a respeito deste critério adotado para as estruturas de concreto armado, uma vez que ele tende a subestimar os esforços finais na estrutura.

Em que pese a quantidade limitada de dados e de estruturas estudadas, concluiu-se que a utilização do método simplificado do coeficiente  $\gamma_z$  não é adequada para o dimensionamento dos elementos das edificações, mesmo para valores mais baixos do coeficiente. Apesar de haver uma indicação de que as diferenças nos momentos globais diminuem para valores inferiores do coeficiente  $\gamma_z$ , essa correlação não foi consistente em relação aos momentos fletores nas vigas.

Em relação ao parâmetro  $\alpha$ , observou-se apenas uma divergência pouco expressiva, no exemplo 1, onde o coeficiente  $\gamma_z$  indicou a estrutura como de nós fixos na direção X por uma pequena margem, enquanto o parâmetro  $\alpha$  indicou como de nós móveis. Nesse caso e em todos os demais, o parâmetro  $\alpha$  foi condizente com o coeficiente RM1M2 ao classificar as estruturas como de nós móveis, se mostrando uma ferramenta de análise adequada para as estruturas estudadas.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

ELLWANGER, R. J. Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 6, n. 5, p. 783-810, Oct. 2013.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 8, n. 2, p. 196-224, Apr. 2015.

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

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

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

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade global em edifícios**: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 2010. 81 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

VASCONCELOS, A. C. Origem dos parâmetros de instabilidade Alfa e GamaZ. **Engenharia**, São Paulo, n. 525, p. 56-61, 1998.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global em edifícios altos**. 2003. 93 f. Trabalho de Conclusão (Mestrado em Engenharia) – Curso de Mestrado Profissional em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ZUMAETA MONCAYO, W. J. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 219 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.