

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

NAYRA CONSENTINO FONTOURA

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE PEQUENO
PORTE**

**Alegrete
2021**

NAYRA CONSENTINO FONTOURA

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE PEQUENO
PORTE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Dr. Alisson Simonetti Milani

**Alegrete
2021**

Ficha catalográfica elaborada automaticamente com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a) através do Módulo de Biblioteca do
Sistema GURI (Gestão Unificada de Recursos Institucionais) .

F677a Fontoura, Nayra Consentino
Avaliação da Estabilidade Global de Estruturas de Pequeno
Porte / Nayra Consentino Fontoura.
78 p.

Trabalho de Conclusão de Curso(Graduação)-- Universidade
Federal do Pampa, ENGENHARIA CIVIL, 2021.
"Orientação: Alisson Simonetti Milani".

1. Edifícios de pequeno porte. 2. Estabilidade global. 3.
Coeficiente gama-z. 4. Processo P-delta. I. Título.

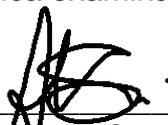
NAYRA CONSENTINO FONTOURA

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE PEQUENO
PORTE**

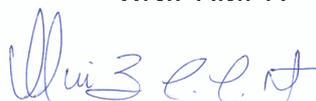
Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 28 de abril de 2021.

Banca examinadora:



Prof. Dr. Alison Simonetti Milani
Orientador
UNIPAMPA



Prof. Dr. Almir Barros Da Silva Santos Neto
UFSM



Prof. Dr. André Lübeck
UFSM

Dedico este trabalho à minha avó
Nelcy de Medeiros Fontoura (in
memoriam), que sempre esteve presente
em todos os momentos importante da
minha vida.

AGRADECIMENTO

Ao Prof. Dr. Alisson Simonetti Milani pela oportunidade e apoio na elaboração deste trabalho, como também ao o tempo dedicado e pelos conhecimentos transmitidos.

A minha família, especialmente aos meus pais, Rosa Maria e José Magarino, que sempre me apoiaram em tudo que eu precisava durante a minha vida, e não mediram esforços para me ajudar, sem vocês não teria conseguido.

Aos meus irmãos, que constantemente me incentivaram em toda a minha jornada, principalmente à minha irmã Narla, que sempre esteve ao meu lado, suas palavras de incentivo e otimismo me proporcionando paz nos momentos conturbados da minha trajetória, obrigada por todo apoio e paciência.

Ao meu namorado Lucas, obrigada por toda a paciência e cumplicidade de todos esses anos, e por sempre estar ao meu lado principalmente nos momentos mais difíceis e por aguentar tantas crises de estresse e ansiedade. Obrigada por todo apoio incondicional e por fazer parte da minha vida.

A todos os vínculos de amizade que pude formar, obrigada pela força, atenção e carinho nesse caminho percorrido.

RESUMO

Avaliação da estabilidade global é uma das principais etapas na análise dos efeitos de 2ª ordem na estrutura. Dessa forma, com intuito de simplificar o processo de estimativa, a NBR 6118 (2014) orienta a utilização do parâmetro de estabilidade α e o coeficiente γ_z . Contudo, o parâmetro de estabilidade α apenas avalia a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, já o coeficiente γ_z além de avaliar a sensibilidade da estrutura também estima com boa aproximação os mesmos. Conseqüentemente, diversos trabalhos na literatura avaliam a estabilidade global em estruturas altas e esbeltas, sendo o coeficiente γ_z um dos principais fatores utilizados para essa verificação devido à sua fácil aplicação. No entanto, a sua utilização é limitada em edificações com no mínimo 4 pavimentos, devido a orientação da norma em considerar os redutores de rigidez, como forma aproximada da não linearidade física. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo, avaliar a estimativa dos efeitos de 2ª ordem do coeficiente γ_z em edificações de 2 e 3 pavimentos e também, verificar a influência da variação dos redutores de rigidez nos resultados do coeficiente γ_z . Como método de análise o presente estudo fez uso de simulações de dois modelos hipotéticos no sistema CAD/TQS, no qual os resultados do coeficiente γ_z foram comparados com o um método rigoroso de estimativa dos efeitos de 2ª ordem o processo P- Δ . Os resultados demonstram que a aplicação de análises menos refinadas do coeficiente γ_z apresentam menores precisão nas estimativas dos efeitos de segunda ordem. Visto que a utilização do coeficiente γ_z considerando os redutores de rigidez indicados pela norma no modelo de 2 pavimentos resultou em um coeficiente γ_z igual a 1,10, contudo ao considerar o processo P- Δ foi obtido um fator igual a 1,13. Já para os modelos de 3 pavimentos, o processo simplificado do coeficiente γ_z resultou em 1,19, e o processo P- Δ resultou em 1,24.

Palavras-Chave: Edifícios de pequeno porte; Instabilidade Global; Coeficiente γ_z ; Processo P- Δ .

ABSTRACT

The global stability assessment is one of the main steps in the analysis of the 2nd order effects on the structure. That way, in order to simplify the estimation process NBR 6118 (2014) guides the use of the α stability parameter and the γ_z coefficient. However, the stability parameter α only evaluates the sensitivity of the 2nd order effects. But the γ_z coefficient, in addition to assessing the sensitivity of the structure, also estimates the same with good approximation. Consequently, several studies in the literature evaluate the global stability in tall and slender structures, with the γ_z coefficient being one of the main factors used for this verification, due to its easy application. However, it has limited use in buildings with at least four floors, because of the norm's orientation in considering stiffness reducers, as an approximate form of physical non-linearity. This study has the objective to evaluate the estimate of the 2nd order effects of γ_z coefficient in buildings with two and three floors. As also to verify the influence of the variation of the stiffness reducers in the results of the γ_z coefficient. As a method of analysis, the present study used simulations of two hypothetical models in the CAD / TQS system, in which, the results of the γ_z coefficient, will be compared with a rigorous method of estimating the 2nd order effects, the P- Δ process. The results demonstrate that the application of less refined analyzes of the γ_z coefficient has less precision in the estimates of the second order effects. Since the use of γ_z coefficient considering the stiffness reducing indicated by the standard on 2 floors model resulted in a γ_z coefficient of 1.10, however when considering the process P- Δ was obtained an equal factor to 1.13. As for the models of 3 floors, the process simplified γ_z coefficient resulted in 1.19, and P- Δ process resulted in 1.24.

Keywords: Small buildings; Global instability; γ_z coefficient; P- Δ process.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Relação momento curvatura	21
Figura 2- Metodologia de análise de Bueno	24
Figura 3- Metodologia de análise de Moreira	26
Figura 4- Modelo PNLFG.	27
Figura 5- Diagrama M-N-1/r para rigidez dos pilares no PNLFG.....	28
Figura 6-Diagrama M-N-1/r para rigidez das vigas no PNLFG.....	28
Figura 7- Barra vertical com ação da NLG.	29
Figura 8- Efeito das iterações no deslocamento da estrutura.	34
Figura 9 - Análise estrutura deformada.	34
Figura 10- Processo P- Δ	35
Figura 11- Fôrma modelo T1.....	40
Figura 12– Fôrma modelo T2.....	40
Figura 13 – Lançamento cargas alvenaria TQS.....	42
Figura 14 – Dados para o cálculo das ações devido à força do vento	43
Figura 15 – Mapa isopleta da velocidade básica.....	43
Figura 16 – Interface do cálculo do coeficiente de arrasto.....	44
Figura 17 -Fluxograma metodologia empregada no PNLFG.....	48
Figura 18 – Resultados gerais PNLFG.....	49
Figura 19– Fluxograma da metodologia de análise.....	50
Figura 20– Resultados estabilidade global modelo T1.....	63
Figura 21- Resultados estabilidade global modelo T2.....	64
Figura 22– Resultado final estabilidade global.....	65
Figura 23– Diferença dos momentos fletores na base dos pilares Modelo T1	68
Figura 24– Diferença dos momentos fletores na base dos pilares Modelo T2.....	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Proposta final Bueno	25
Tabela 2– Proposta final Moreira	27
Tabela 3– Nomenclatura das simulações	38
Tabela 4– Coeficientes de arrasto utilizados.....	45
Tabela 5– Nomenclatura do carregamento	46
Tabela 6– Combinações do ELU consideradas	46
Tabela 7– Critérios a serem adotados no redutor de rigidez.....	47
Tabela 8– Resultados análise PNLFG modelo T1P2.....	52
Tabela 9– Resultados análise PNLFG modelo T1P3.....	53
Tabela 10– Resultados análise PNLFG modelo T2P2.....	53
Tabela 11– Resultados análise PNLFG modelo T2P3.....	54
Tabela 12– Critérios a serem adotados no redutor de rigidez.....	54
Tabela 13– Modelo T1 considerando NLF indicada pela NBR 6118 (2014)	56
Tabela 14– Modelo T1 considerando NLF indicada por Bueno (2014)	57
Tabela 15– Modelo T1 considerando NLF indicada por Moreira (2018)	57
Tabela 16– Modelo T1 considerando NLF obtida no PNLFG.....	58
Tabela 17– Modelo T1 considerando NLF obtida no PNLFG.....	58
Tabela 18– Variação do $M2^a$ do coeficiente γ_Z em relação processo P- Δ modelo T1	59
Tabela 19– Modelo T2 considerando NLF considerando NBR 6118 (2014).....	60
Tabela 20 – Modelo T2 considerando NLF considerando Bueno (2014)	60
Tabela 21– Modelo T2 considerando NLF considerando Moreira (2018)	60
Tabela 22- Modelo T2 considerando NLF obtida no PNLFG.....	61
Tabela 23– Modelo T2 considerando NLF obtida no PNLFG.....	61
Tabela 24– Variação do $M2^a$ do coeficiente γ_Z em relação processo P- Δ modelo T2	62
Tabela 25 – Variação do coeficiente γ_Z em relação ao RM2M1 do modelo T1	63
Tabela 26– Variação do coeficiente γ_Z em relação ao RM2M1 do modelo T2	64
Tabela 27– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T1P2N	66
Tabela 28– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T1P2 PNLFG	67

Tabela 29– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T1P3N	67
Tabela 30– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T1P3PNLFG.....	68
Tabela 31 - Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P2N	70
Tabela 32– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P2PNLFG.....	70
Tabela 33– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P3N	70
Tabela 34– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P3PNLFG.....	71

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A'_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
E_c	Módulo de elasticidade inicial do concreto
EI	Rigidez
$E_{I_{sec}}$	Rigidez secante
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite ultimo
F	Vetor dos esforços externos
F_0	Vetor dos esforços nodais
F_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
F_d	Valores de cálculo das ações
F_{gk}	Ações permanente diretas
F_{q1k}	Ações variáveis principal
F_{qjk}	Ações variáveis secundárias
H_i	Carga lateral fictícia
h_i	Altura do pavimento
H_{TOT}	Altura total da estrutura
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
M-1/r	Momento curvatura
M-N-1/r	Momento normal curvatura
MPa	Mega pascal

$M_{tot,d}$	Momento de tombamento
n	Número de níveis
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica
N_{Rd}	Força normal de cálculo
P- Δ	Processo P-delta
P_i	Carregamento vertical
PNLFG	Pórtico não linear físico geométrico
V_i	Cortante fictício

Lista de Abreviaturas e Siglas

α	Parâmetro de estabilidade alfa
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado
γ_g	Coefficiente de ponderação das ações permanentes
γ_q	Coefficiente de Ponderação das ações variáveis
γ_z	Coefficiente de estabilidade gama-z
Δ	Diferença de deslocamento entre pavimentos
δ	Vetor deslocamento
Ψ_{0J}	Coefficiente redutor das ações variáveis secundárias

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	Objetivo Geral	18
1.2	Objetivos Específicos	18
1.3	Justificativa.....	18
1.4	Organização do Trabalho.....	19
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	Estabilidade Global	20
2.2	Não Linearidade Física (NLF)	20
2.2.1	Não Linearidade Física Aproximada	22
2.2.2	Não Linearidade Física em Edificações Pequeno Porte	23
2.2.3	Pórtico não linear físico geométrico (PNLFG).....	27
2.3	Não Linearidade Geométrica (NLG).....	28
2.4	Parâmetros de Estabilidade	29
2.4.1	Parâmetro α	30
2.4.2	Coeficiente γz	31
2.4.3	Parâmetro $P - \Delta$	33
2.4.3.1	Método da Carga Lateral Fictícia	33
2.4.3.2	P- Δ no TQS	36
2.4.3.3	Relação RM2/RM1	37
3.	Metodologia	38
3.1	Descrição do Modelo.....	38
3.2	Concepção estrutural do modelo.....	39
3.3	Ações atuantes.....	41
3.3.1	Peso Próprio.....	41
3.3.2	Carga das Lajes	41
3.3.3	Carga de Alvenaria.....	41

3.3.4	Ações do Vento	42
3.3.5	Combinações	45
3.4	Considerações da Não Linearidade Física.....	47
3.5	Análise estabilidade Global	49
4.	Resultados e Análise dos Resultados	52
4.1	Análise da NLF	52
4.1.1	Modelo T1	52
4.1.2	Modelo T2	53
4.1.3	Resultado final NLF por meio do PNLFG	54
4.2	Resultados Estabilidade Global.....	55
4.2.1	Modelo T1	56
4.2.2	Modelo T2	59
4.2.3	Resultados de estabilidade global.....	62
4.3	Comparação Esforços na Base dos Pilares	66
4.3.1	Modelo T1P	66
4.3.2	Modelo T2	69
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	73
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75

1. INTRODUÇÃO

A estabilidade de uma estrutura pode ser entendida como a sua capacidade de manter o equilíbrio sob a incidência de ações verticais e horizontais (LIMA, 2001). Conforme Carmo (1995), uma vez que as ações adicionais provenientes do deslocamento horizontal da estrutura geram os efeitos de 2ª ordem, estes são de valores expressivos, podem comprometer a estabilidade da estrutura inviabilizando o seu uso.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013), os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem considerar as deformações, são denominados efeitos de 1ª ordem, e os esforços que surgem após a deformação da estrutura são considerados como efeitos de 2ª ordem. Dessa forma, avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem é obrigatória, sejam de pequena ou grande complexidade (BUENO, 2014).

Assim, com o intuito de facilitar a consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento das estruturas, a NBR 6118 (2014) classifica a mesma em nós fixos ou nós móveis. Desse modo, quando os efeitos globais de 2ª ordem são inferiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem, a estrutura é classificada como nós fixos. Em vista disso, os efeitos de 2ª ordem apresentam pequena influência nos efeitos globais de estabilidade, podendo ser desconsiderado.

De modo contrário, quando a estrutura é classificada como de nós móveis, os efeitos de 2ª ordem são superiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem. Assim, a estrutura apresenta um comportamento mais flexível e os deslocamentos horizontais são significativos. Portanto, os efeitos globais de 2ª ordem representam uma parcela importante dos esforços finais, não podendo ser desprezados (OLIVEIRA, 2014).

Como forma de avaliar o comportamento da estrutura em relação aos efeitos de 2ª ordem, a NBR 6118 (2014) orienta a utilização de parâmetros de estabilidade α e o coeficiente γ_Z . Logo, o parâmetro α indica a necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem em estrutura de concreto armado, conforme seus limites pré-estabelecidos (PINTO 1997).

Por outro lado, o coeficiente γ_Z , além de indicar a sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos de segunda ordem, também estima com boa aproximação os

esforços de segunda ordem, resultando em uma análise simplificada. (CARMO 1995). O coeficiente γ_z por apresentar uma abordagem mais simplificada dos efeitos de segunda ordem, é frequentemente utilizado nas análises de estabilidade global das estruturas.

No entanto, a aplicação do coeficiente γ_z é limitada em estruturas com no mínimo 4 pavimentos onde, de acordo com Moreira (2018) os redutores de rigidez indicados no item 15.7.3 da NBR 6118 (2014) são válidos apenas para estruturas superiores a 4 pavimentos. Visto que, a utilização desses redutores de rigidez pode conduzir a resultados contra a segurança, pois a estrutura apresenta valores de rigidez menores e, portanto, os efeitos globais de 2ª ordem são maiores (IBRACON, 2015).

Em consenso com o raciocínio anterior, as estruturas com menos de 4 pavimentos ficam limitadas às metodologias mais complexas na avaliação da estabilidade global. Por esse motivo, Bueno (2014) e Moreira (2018), estudaram valores de redutores de rigidez para edificações com menos de 4 pavimentos, com a finalidade de possibilitar a utilização do coeficiente γ_z na avaliação da estabilidade global dessas edificações.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_z em edificações de dois e três pavimentos, por meio da utilização do sistema CAD/TQS UNIPRO versão 22.2.64. Além disso, este estudo propõe avaliar a estabilidade global de dois modelos hipotéticos estudados por Kimura (2018), no qual, inicialmente com o auxílio do sistema CAD/TQS e através do Pórtico não linear físico geométrico (PNLFG) serão identificados os redutores de rigidez médios de cada modelo estudado. Posteriormente será analisada a estabilidade considerando o coeficiente γ_z como estimativa dos efeitos de segunda ordem. Em sequência, em cada modelo analisado foi modificado os redutores de rigidez da estrutura conforme os valores indicados na NBR 6118 (2014) e os estudos de Bueno (2014) e Moreira (2018). Como forma de validação, será processada a estrutura considerando o processo P- Δ como estimativa dos efeitos de 2ª ordem, no qual, serão aplicados os redutores de rigidez encontrados no PNLFG. Dessa forma, será possível avaliar a estimativa do coeficiente γ_z nos efeitos de segunda ordem em edificações de pequeno porte.

1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a atuação dos efeitos de 2ª ordem em uma edificação de concreto armado de pequeno porte, verificando a possibilidade de utilização do coeficiente γ_z como parâmetro de estabilidade global em edificações com menos de 4 pavimentos.

1.2 Objetivos Específicos

- Analisar a estabilidade global de 2 modelos com geometrias em planta distintas e variação de altura;
- Obter os redutores de rigidez médios de cada modelo com auxílio do método de análise do PNLFG presente no sistema CAD/TQS;
- com auxílio do sistema CAD/TQS;
- Obter os resultados do coeficiente γ_z , como estimativa dos efeitos de 2ª ordem, variando os redutores de rigidez na consideração da não linearidade física;
- Comparar os resultados obtidos através do coeficiente γ_z , e do processo P- Δ .
- Avaliar a influência do coeficiente γ_z como estimativa dos efeitos de segunda ordem.

1.3 Justificativa

A NBR 6118 (2014) cita no item 15.7.1 a obrigatoriedade da avaliação dos efeitos de segunda ordem em estruturas consideradas de nós moveis, comumente utilizadas em edifícios altos, porém, pouco utilizada em edificações de pequeno porte.

O coeficiente γ_z é frequentemente utilizado na avaliação da estabilidade global, por ser um método simples onde, avalia a sensibilidade da edificação em relação aos efeitos de segunda ordem, como também, apresenta a capacidade de majorar os efeitos de primeira ordem, resultando nos efeitos de segunda ordem.

No entanto, apresenta certas limitações em sua aplicação, no qual, é utilizado em estruturas com no mínimo quatro pavimentos. Essa limitação tem como origem o

fator de redução de rigidez, indicado no item 15.7.3 pela NBR 6118 (2014), como forma de atender aos efeitos da não linearidade física dos elementos estruturais.

Dessa forma, este trabalho busca quantificar o erro quando considerado o coeficiente γ_z em estruturas de pequeno porte, por meio da utilização do sistema CAD/TQS versão 22.2.64.

1.4 Organização do Trabalho

O presente trabalho tem como objetivo principal avaliar a utilização do coeficiente γ_z em estruturas de pequeno porte.

Dessa forma, no capítulo 1 foi realizada uma breve apresentação do tema de pesquisa, contendo os objetivos principais do estudo e sua justificativa.

No capítulo 2 é abordada a revisão bibliográfica a respeito dos conceitos técnicos relacionado a estabilidade global das estruturas, incluindo as pesquisas dos autores mencionados neste trabalho.

O capítulo 3 descreve a metodologia empregada para o desenvolvimento, no qual, é definido a concepção dos modelos estudados e os processos de análise empregados.

O capítulo 4 apresenta os resultados das simulações, bem como a compilação dos resultados obtidos nas análises de estabilidade global dos modelos avaliados.

Por fim, o capítulo 5 são descritas as considerações finais obtidas no estudo como também as indicações de trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estabilidade Global

Avaliação da estabilidade global é um dos principais fatores na análise estrutural, de acordo com Lacerda *et al.*, (2014), a avaliação da estabilidade da estrutura garante sua segurança em relação a perda da capacidade resistente causada pelo aumento das deformações em decorrência das ações horizontais e verticais.

Dessa forma, ao realizar a análise estrutural os esforços calculados sem considerar as deformações são denominados efeitos de 1ª ordem e, após o surgimento das deformações, são considerados como efeitos de 2ª ordem. (CARVALHO E PINHEIRO, 2013).

Assim, Kimura (2018) destaca que o equilíbrio geométrico inicial da estrutura não deformada é obtido por meio de uma análise de primeira ordem, assim, entende-se que os esforços variam linearmente. Contudo, Oliveira *et al.*, (2014) afirmam que os efeitos de segunda ordem surgem quando o estudo do equilíbrio da estrutura é efetuado considerando a configuração deformada, ou seja, quando os deslocamentos são levados em conta na análise.

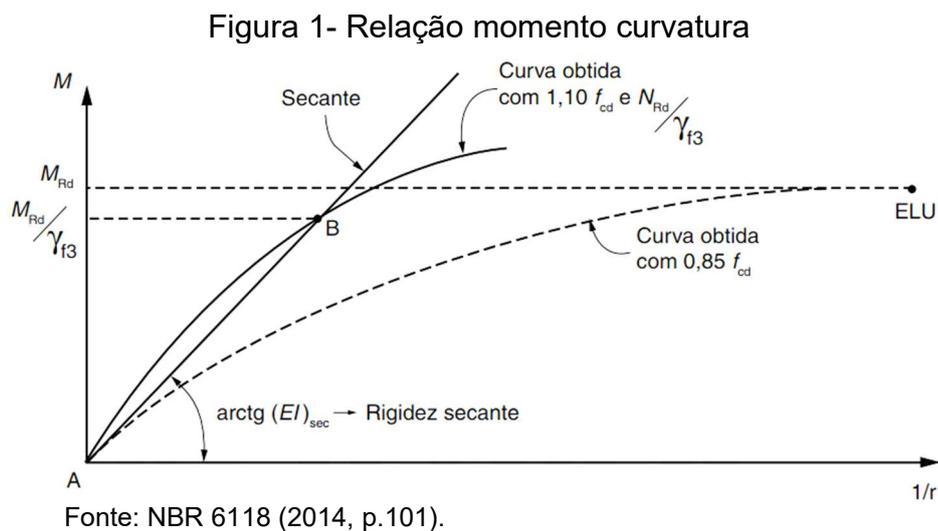
Em vista disso, os efeitos de segunda ordem consideram que o concreto armado apresenta um comportamento não linear. Segundo Kimura (2018), à medida que o carregamento é aplicado em uma estrutura, ocorrem dois fatores que geram o comportamento não linear, sendo eles a não linearidade física (NLF) e a não linearidade geométrica (NLG).

2.2 Não Linearidade Física (NLF)

A NBR 6118 (2014, p.100) orienta que deve ser obrigatoriamente considerado na estrutura a não linearidade física uma vez que, a mesma está associada ao comportamento do material constituinte. Para o concreto armado, a rigidez dos materiais é alterada conforme sofre carregamento (MOREIRA, 2016). Dessa forma, a medida que é aplicada a carga sobre o elemento, o mesmo não apresentará uma deformação proporcional a carga solicitada.

Segundo Lacerda *et al.*, (2014), o concreto armado sofre os efeitos da fissuração, fluência e do escoamento do aço, provocando certa diminuição na rigidez da estrutura em função da magnitude do carregamento e resultando em um comportamento não linear. Assim, como consequência ocorrem deslocamentos resultantes na estrutura e, dependendo do seu carregamento inicial, a NLF gera uma estrutura mais ou menos deslocável. (BUENO, 2014)

Dessa forma, a fim de levar em conta as variações nas propriedades do concreto, a NBR 6118 (2014, p.100) menciona que a não linearidade física “*pode ser considerado através da construção da relação momento-curvatura ($M-1/r$) para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante*”, como ilustrado na Figura 1.



A curva tracejada ilustrada pela Figura 1 é definida pela NBR 6118 (p.100) como sendo os valores de cálculo da resistência do aço e do concreto, a fim de indicar o esforço resistente. Já a curva AB é obtida considerando o valor da força normal igual a N_{Rd}/γ_{f3} que pode ser linearizada pela reta AB caracterizada pela rigidez secante $(EI)_{SEC}$. Assim, a reta AB pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua ou no cálculo de deformações.

Segundo Moncayo (2011), a utilização da relação $M-1/r$ apresenta grande vantagem, por meio dele pode-se obter diretamente a rigidez (EI) . No entanto, só pode ser utilizada com auxílio de softwares, pois a construção do diagrama é extremamente trabalhosa.

2.2.1 Não Linearidade Física Aproximada

Conforme Kimura (2018) a maneira aproximada de considerar os efeitos da não linearidade física em uma estrutura de concreto armado, é alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos que à compõem.

Desta forma, o item 15.7.3 da NBR 6118 (2014, p. 106) apresenta considerações dos efeitos da NLF aproximada, a fim de analisar os esforços globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos. As seguintes Equações são consideradas para o cálculo da rigidez dos elementos estruturais.

$$\text{Lajes: } (EI)_{sec} = 0,3E_C I_c \quad \dots(1)$$

$$\text{Vigas: } (EI)_{sec} = 0,4E_C I_c, \text{ para } A'_s \neq A_s \quad \dots(2)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_C I_c, \text{ para } A'_s = A_s \quad \dots(3)$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{sec} = 0,8E_C I_c \quad \dots(4)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ – Rigidez secante minorada;

I_c – Momento de inércia da seção bruta de concreto incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_C – Módulo de deformação secante;

A_s – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A'_s – Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

De acordo com o item 8.2.8 NBR 6118 (2014, p. 24), o módulo de elasticidade (E_C) pode ser obtido por meio de ensaio estabelecido pela NBR 8522 (2017) ou, estimado por meio das expressões (5) e (6).

$$E_C = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad \dots(5)$$

$$E_C = 21,5 \cdot 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad \dots(6)$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_E = 1$ para granito e gnaiss

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

Onde:

α_E – Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

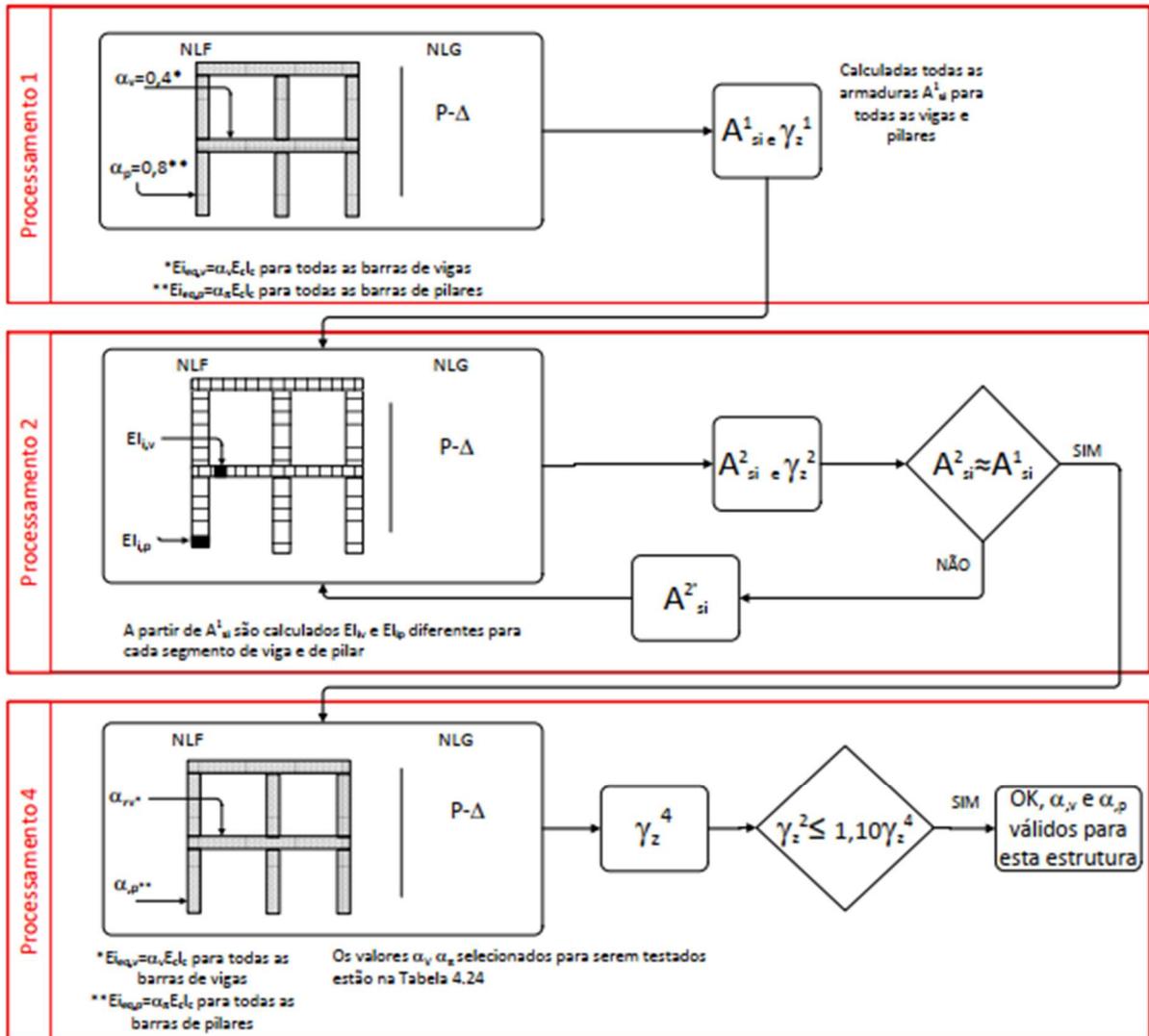
2.2.2 Não Linearidade Física em Edificações Pequeno Porte

A NBR 6118 (2014) destaca que a consideração dos redutores de rigidez na NLF apresentados no item 2.2.1, é válida apenas para estruturas com no mínimo 4 pavimentos, visto que, a rigidez da estrutura apresenta valores menores que os encontrados pelo processo aproximado, tendendo contra a segurança. (IBRACON, 2015)

Dessa forma, Bueno (2014) desenvolveu procedimento com intuito de investigar a NLF em edificações de pequeno porte, no qual, elaborou coeficiente de redução da rigidez de vigas e pilares, idealizando dezenas de modelos, avaliando a tipologia da edificação, número de pavimentos, características geométricas, materiais e carregamentos.

Bueno (2014), realizou essa análise por meio do sistema computacional CAD/TQS versão 16.9.79 onde, a estrutura foi considerada como pórtico espacial composto por barras que simulam pilares e vigas. A metodologia aplicada é apresentada na Figura 2.

Figura 2- Metodologia de análise de Bueno



Fonte: Bueno (2014, p.100)

O processamento 1 consiste em realizar o dimensionamento da estrutura considerando os redutores de NLF da NBR 6118 (2014), apresentados no item 2.2.1.

No processamento 2, Bueno (2014) realizou análise não linear física e geométrica da estrutura por meio do processo P-Δ e, novamente foi dimensionada a estrutura. Com essa análise mais refinada, foi possível determinar os valores de EI para cada barra por meio do diagrama de M-1/r e, ao final do processo, foi obtido EI equivalente médio, no qual, foram retirados valores médios dos redutores de rigidez.

Já no processamento 4, a estrutura foi dimensionada novamente, adotando os redutores de rigidez obtidos no processamento anterior e foi avaliada a estabilidade

global, com o objetivo de validar os valores dos coeficientes redutores de rigidez para vigas e pilares.

Desse modo, Bueno (2014) conclui que dentre as hipóteses avaliadas, as propostas mais adequadas, como valores de redutor de rigidez, para vigas ($EI_{sec} = \alpha_V E_C I_c$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_P E_C I_c$), são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1– Proposta final Bueno

Pavimentos	α_V	α_P	$\gamma_{Z,lim}$
1	0,20	0,60	1,3
2	0,30	0,60	
3	0,30	0,70	
4 a 10	0,40	0,80	

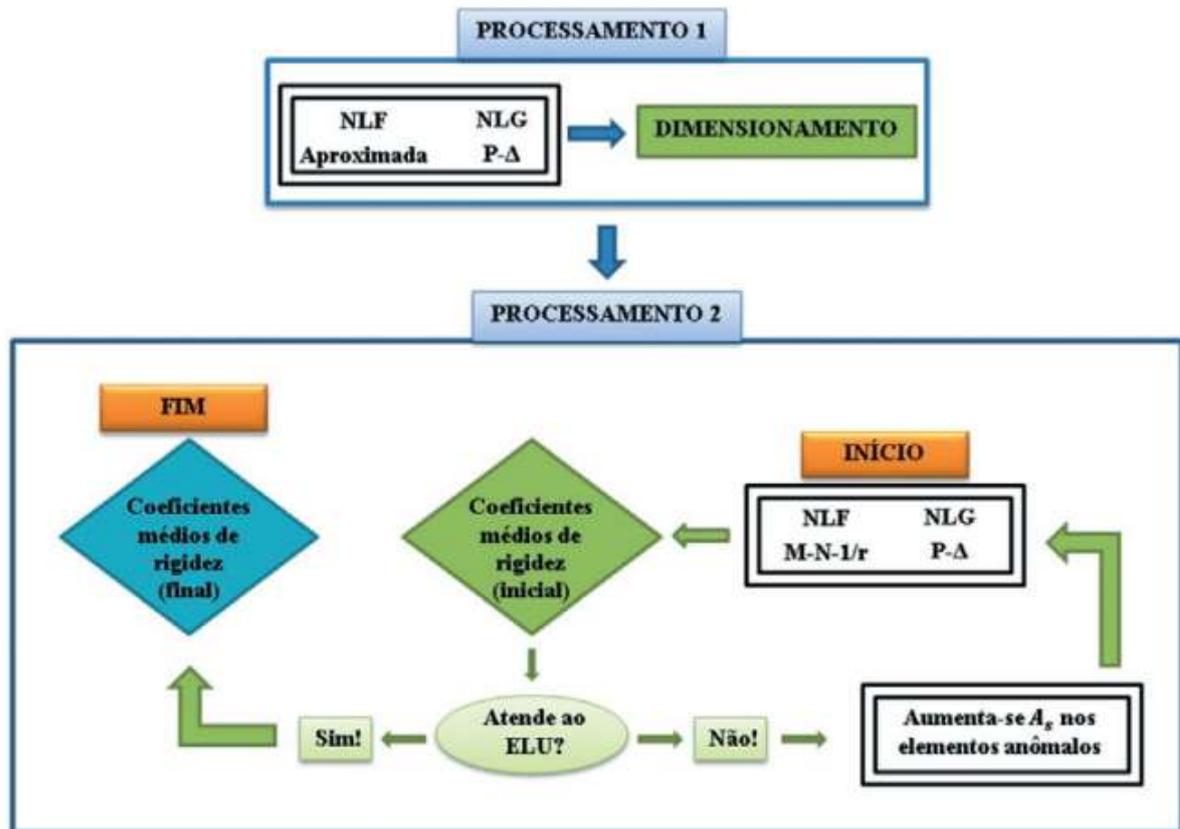
Fonte: Bueno (2014, p.135)

Moreira (2018), também avaliou a NLF em edifícios com menos de 4 pavimentos por meio do software CAD/TQS versão 18.11.53, no qual, foi analisado dezenas de modelos de um a três pavimentos, em diferentes tipos de plantas de formas, configurações estruturais, velocidades básicas do vento e, resistência característica do concreto.

Como pode ser observado na Figura3, a metodologia de Moreira (2018) considerou inicialmente os valores de redução de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014), apresentados no item 2.2.1, a fim de realizar a análise não linear geométrica pelo processo P- Δ , no qual, foram avaliados os esforços globais e locais, de 1ª e 2ª ordem. Com a análise dos esforços totais, foi realizado o dimensionamento da estrutura.

Posteriormente com o auxílio do pórtico não linear físico e geométrico (PNLFG), Moreira (2018) efetuou a avaliação da NLF por meio dos diagramas de M-1/r e M-N-1/r (momento-normal-curvatura) para as vigas e pilares, da mesma maneira, a NLG é avaliada pelo processo P- Δ .

Figura 3- Metodologia de análise de Moreira



Fonte: Moreira (2018, p.18)

De acordo com o autor, o processamento 2 consiste em uma verificação quanto ao estado limite ultimo (ELU), possibilitando a obtenção dos valores de rigidez de cada elemento de barra discretizado das vigas e pilares. Além disso, as barras que não atenderam ao ELU, foram acrescidas às áreas de aço e realizadas novas as análises de NLF e NLG por meio do PNLFG até que atendessem ao ELU.

Em sequência Moreira (2018) anotou os valores médios de rigidez fornecidos pelo software onde, substituiu os valores iniciais dos redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014) e repetiu o procedimento de forma iterativa até que os valores de cada iteração se repetissem com precisão de duas casas decimais.

Dessa forma, o autor concluiu que diante da homogeneidade dos dados, os valores representados na Tabela 2, são sugeridos como valores de rigidez para vigas ($EI_{sec} = \alpha_v E_C I_C$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_p E_C I_C$) na consideração da NLF de forma aproximada.

Tabela 2– Proposta final Moreira

Pavimentos	α_v	α_p
1	0,17	0,66
2	0,15	0,71
3	0,14	0,72

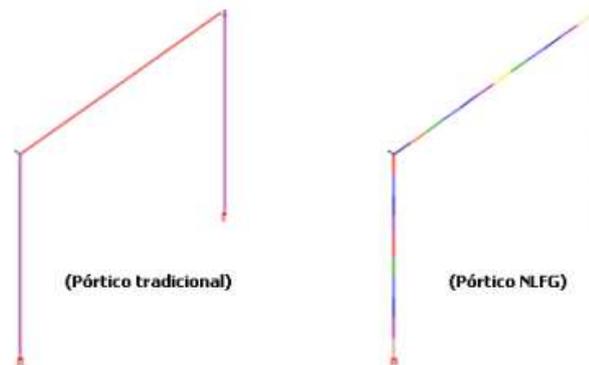
Fonte: Moreira (2018, p.135)

2.2.3 Pórtico não linear físico geométrico (PNLFG)

Segundo o manual do usuário da TQS (2020), o pórtico não linear físico e geométrico (PNLFG), trata-se de um modelo espacial composto por vigas e pilares, que pode ser utilizado na verificação das solicitações normais do estado limite último.

Assim, nesse modelo é realizado uma discretização mais refinada onde, cada vão de viga e lance de pilar é dividido em inúmeras barras, como demonstra a Figura 4.

Figura 4- Modelo PNLFG.



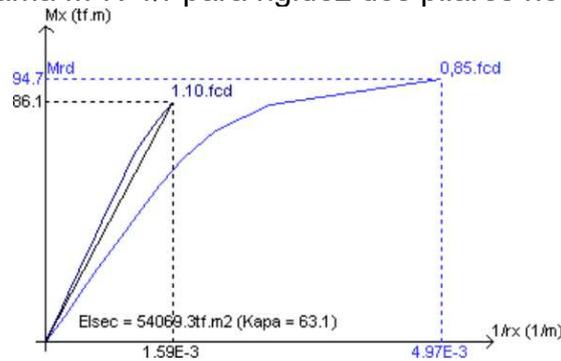
Fonte: TQS Informática (2020)

Dessa forma, a não linearidade física nas vigas e pilares é considerada por meio da rigidez à flexão EI , obtida a partir das relações $M-1/r$ e $M-N-1/r$, em cada seção do pórtico espacial (TQS INFORMÁTICA, 2020). A rigidez de cada barra discretizada é calculada de acordo com a sua geometria, armaduras detalhadas em cada elemento estrutural e os esforços solicitantes obtidos no processamento. Desse modo, a consideração aproximada apresentada nos itens anteriores é substituída por um cálculo mais refinado.

Em vista disso, para poder realizar análises por meio do PNLFG é necessário que se realize o processamento dos esforços, como também o dimensionamento e detalhamento das armaduras das vigas e pilares.

Nos pilares, como demonstra a Figura 5, a rigidez à flexão é calculada nas duas direções (EI_y e EI_z), a partir do diagrama M-N-1/r de acordo com o item 15.3.1 da NBR 6118 (2014), considerando a resistência de cálculo igual a $1,1.f_{cd}$ e $\gamma_{f3} = 1,1$. (TQS INFORMÁTICA, 2020)

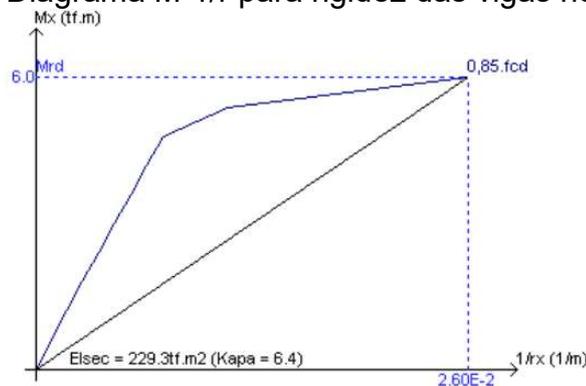
Figura 5- Diagrama M-N-1/r para rigidez dos pilares no PNLFG.



Fonte: TQS Informática (2020)

Já nas vigas, é calculado apenas a rigidez EI_y , obtida com o diagrama M-1/r considerando $0,85 f_{cd}$, $\gamma_{f3} = 1$ e os esforços normais da viga, como pode ser observado na Figura6 (TQS INFORMÁTICA, 2020).

Figura 6-Diagrama M-1/r para rigidez das vigas no PNLFG.



Fonte: TQS Informática (2020)

No final do processamento, o PNLFG gera um relatório geral com informações referente as verificações do ELU, e o resultado dos redutores de rigidez médios para vigas e pilares, facilitando análise dos dados.

2.3 Não Linearidade Geométrica (NLG)

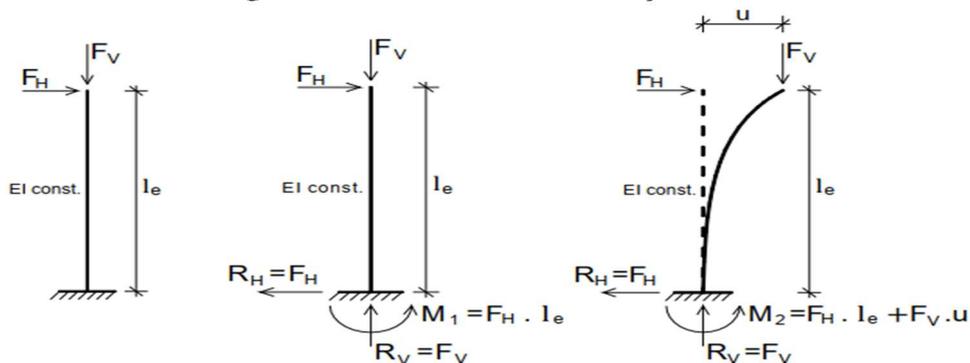
De acordo com Kimura (2018), a não linearidade geométrica ocorre devido às mudanças na geometria dos elementos estruturais à medida que o carregamento é

aplicado ao edifício. Dessa forma, os efeitos resultantes da NLG são avaliados com a estrutura na condição deformada, e não apenas na condição geométrica inicial (LACERDA *et al.*, 2014).

Segundo Ribeiro (2010), quando a estrutura perde sua configuração geométrica inicial, as cargas verticais presentes geram momentos adicionais que não existiam inicialmente, conhecido como efeitos de segunda ordem.

Conforme Cotta (2007), a atuação em conjunto das ações horizontais e verticais ocasionam deslocamento nos nodais da estrutura. As forças horizontais tendem ampliar os deslocamentos, gerando um momento externo resultante do produto da ação vertical com o deslocamento. Denominando-se efeito de segunda ordem quando passa a existir uma não linearidade entre ações e deslocamentos, como pode ser observado na Figura 7.

Figura 7- Barra vertical com ação da NLG.



Fonte: Moncayo (2011, p.28 29)

Assim, a consideração da não linearidade geométrica é fundamental na avaliação da estabilidade global de um edifício (Kimura, 2018). Logo, uma possível maneira de analisar esses efeitos, é por meio de parâmetros de estabilidade onde, os mesmos têm o intuito de avaliar a sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos de segunda ordem.

2.4 Parâmetros de Estabilidade

Segundo Cotta (2007), os efeitos de 2ª ordem apresentam cálculos bastante complexos, tornando-se necessário a utilização de critérios que analisem a

deslocabilidade da estrutura apenas com os resultados obtidos com os dados de análises 1ª ordem.

Dessa forma, a NBR 6118 (2014) sugere a utilização de parâmetros de estabilidade com o intuito de simplificar os métodos de cálculos. Assim, o item 15.4.2 da NBR 6118 (2014, p. 103) define que estruturas classificadas como nós fixos, são quando os efeitos de 2ª ordem são inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Em vista disso, os deslocamentos dos nós são tão baixos, podendo ser considerado apenas os efeitos locais e localizados.

Oliveira *et al.*, (2014) observam que, estruturas classificadas como nós fixos apresentam um comportamento mais rígido, com pequenos deslocamentos horizontais dos nós e, conseqüentemente, os esforços de 2ª ordem têm pequena influência nos esforços totais, podendo então serem desprezados.

Por outro lado, as estruturas de nós móveis são definidas no mesmo item 15.4.2 da NBR 6118 (2014, p. 103) sendo estruturas que apresentam deslocamentos horizontais significativos onde, os efeitos de 2ª ordem são superiores a 10% dos esforços de 1ª ordem, sendo necessária sua consideração.

A NBR 6118 (2014), orienta a utilização dos processos aproximados de classificação da estrutura como forma de verificação da estabilidade global, sendo eles, o parâmetro de estabilidade α e o coeficiente γ_z . Outro método que pode ser utilizado como um cálculo mais rigoroso dos efeitos de segunda ordem, é o processo P- Δ onde, é um processo de análise não-linear geométrica iterativo.

2.4.1 Parâmetro α

Segundo Moncayo (2011), o parâmetro α foi deduzido em 1967 por Beck e König baseado na teoria de Euler e, foi definido como parâmetro de instabilidade por Franco em 1985.

Além disso, o parâmetro α é uma grandeza capaz de indicar a necessidade de se levar em conta os efeitos de segunda ordem, porém não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem (Pinto, 1997).

Desta forma, a NBR 6118 (2014, p. 104) considera que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme as Equações 7, 8 e 9.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{Nk}{E_{cs} I_c}} \quad \dots(7)$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n, \text{ se } n \leq 3 \quad \dots(8)$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se } n \geq 4 \quad \dots(9)$$

Sendo:

“n” – O número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação;

H_{tot} – Altura total da estrutura;

N_k – Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot} ;

$E_{cs} I_c$ – Representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Em caso de seção mista, pode ser considerado a expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Além disso, a NBR 6118 (2014, p.104) apresenta algumas considerações para sua aplicação onde, o valor de I_c deve ser calculado considerando a seção bruta dos pilares. O valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é aplicável às estruturas usuais de edifícios, estruturas associadas de pilares-paredes, e para pórticos associados a pilares-paredes. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-paredes, é adotado $\alpha_1 = 0,7$, e para pórticos, é adotado $\alpha_1 = 0,5$.

2.4.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente de instabilidade γ_z foi proposto inicialmente por Franco e Vasconcelos em 1991. Segundo Bueno (2009, p.53), apresenta a capacidade de avaliar o grau de sensibilidade da edificação em relação aos efeitos de segunda

ordem, mas também, majora os efeitos de primeira ordem, resultando nos efeitos de segunda ordem finais.

Além disso, de acordo com Carmo (1995, p.52) o parâmetro γ_z surgiu com a intenção de simplificar o processo de obtenção dos esforços de segunda ordem, uma vez que, por meio do mesmo é possível detectar se a estrutura apresenta nós fixos ou móveis, sem a necessidade de realizar uma análise de segunda ordem criteriosa, além de estimar com boa aproximação os esforços de segunda ordem, quando relevantes.

Conforme o item 15.3.3 da NBR 6118 (2014, p. 105), o coeficiente γ_z pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de segunda ordem, para cada caso de carregamento, conforme a Equação 10. No qual, é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \dots(10)$$

Onde;

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

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

Contudo a NBR 6118 (2014, p. 105) apresenta a condição que, se o valor do coeficiente $\gamma_z \leq 1,1$, considera-se a estrutura de nós fixos, desta forma dispensando a análise dos esforços globais de segunda ordem. No entanto se $\gamma_z > 1,1$ a estrutura apresenta condição de nós móveis, no qual deve-se obrigatoriamente considerar os efeitos globais e locais de segunda ordem.

Kimura (2018) avalia quanto maior o valor de γ_z , maiores são os efeitos de segunda ordem, portanto mais instável é a estrutura. Mas também, destaca que o ideal é projetar estruturas com $\gamma_z \leq 1,2$.

Em virtude disso, no item 15.7.2 da NBR 6118 (2014, p. 106), apresenta uma solução aproximada a fim de estimar os esforços finais (1ª ordem mais os de 2ª ordem) a partir da majoração adicional das ações horizontais por $0,95\gamma_z$, entretanto é válido somente para $\gamma_z \leq 1,3$.

Além disso a NBR 6118 (2014), orienta a consideração dos redutores de rigidez, retratado no item 2.2.1, a fim de estimar a NLF da estrutura. No entanto, essa consideração limita a sua utilização para estrutura com no mínimo quatro pavimentos.

2.4.3 Parâmetro $P - \Delta$

Segundo Ribeiro (2010), o processo P- Δ é um método utilizado quando se requer um cálculo mais preciso dos efeitos de 2ª ordem, pois os processos aproximados, apresentados anteriormente, apenas indicam a necessidade da análise de 2ª ordem, ou ainda, estimam os acréscimos gerados pelos esforços.

Dessa forma, pode-se dizer que P- Δ é uma análise NLG que considera os efeitos da deslocabilidade horizontal nas estruturas, assim, o P- Δ é um efeito de 2ª ordem que associa a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento (delta). (LOPES; SANTOS; SOUZA, 2005)

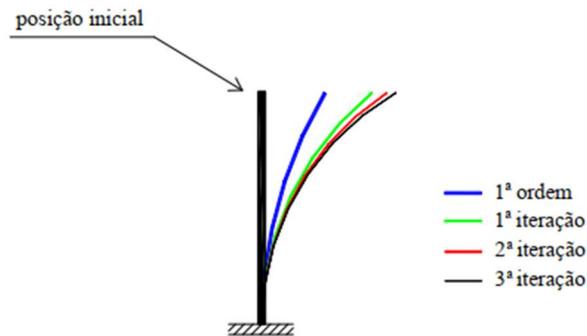
De acordo com Moncayo (2011, p.51), “na literatura há diversos métodos que levam em conta este processo, tais como: Método de Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Geométrica”, entre outros. Assim, neste trabalho será apresentado inicialmente, o método da carga lateral fictícia, por ser um dos métodos a análise P- Δ amplamente conhecido por sua simples metodologia de aplicação. Em seguida, será apresentado o processo P- Δ no sistema CADTQS.

2.4.3.1 Método da Carga Lateral Fictícia

É um procedimento simplificado de análise dos efeitos de segunda ordem, de acordo com Bueno (2009), é um método bastante utilizado, que apresenta estimativas satisfatórias desses efeitos. Esse método também é conhecido como método da carga lateral equivalente ou método P- Δ iterativo, avaliando apenas os efeitos globais na estrutura. (LOPES, SANTOS E SOUZA, 2005)

Segundo Moncayo (2011), o processo P- Δ consiste em primeiro realizar análise de 1ª ordem, em seguida desenvolver sucessivas iterações, onde cada interação é obtida uma força lateral fictícia e um deslocamento, até que seja atingido a posição de equilíbrio da estrutura, como pode ser observado na Figura 8.

Figura 8- Efeito das iterações no deslocamento da estrutura.

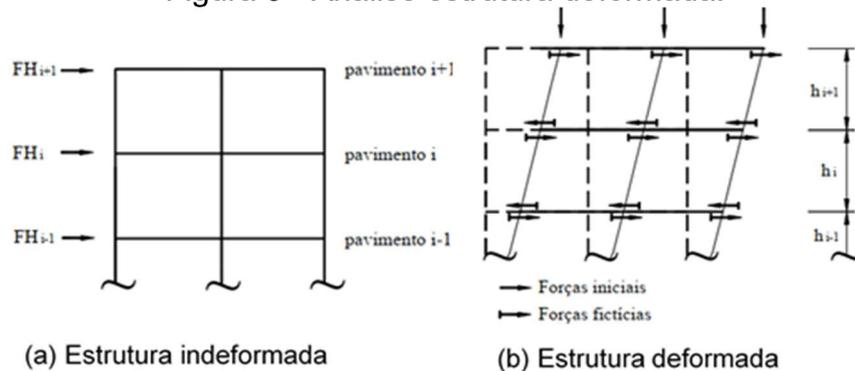


Fonte: Lima (2001, p.81)

O processo P- Δ pode ser descrito da seguinte maneira:

Em consenso com o raciocínio anterior, segundo Silva (1996, p.25), “inicialmente efetua-se uma análise em 1ª ordem do pórtico sob ação de forças verticais e horizontais. Dessa análise pode-se determinar os deslocamentos laterais de cada andar e, portanto, os deslocamentos relativos”, como apresenta a Figura 9.

Figura 9 - Análise estrutura deformada.



Fonte: Lima (2001, p.82)

Dessa forma, esses deslocamentos aliados com aplicação de forças verticais de cada pavimento, gerarão momentos relativos ao deslocamento. Assim, segundo Lima (2001), esses momentos podem ser substituídos por binários equivalentes constituídos de forças horizontais cujas resultantes em cada pavimento são chamadas de forças horizontais fictícias, dados pelas Equações 11 e 12.

$$V_i = \frac{\sum P_i \times \Delta}{h_i} \quad \dots(11)$$

$$H_i = V_{i-1} - V_i \quad \dots(12)$$

Onde:

V_i - Cortante fictício;

$\sum P_i$ - Carregamento vertical;

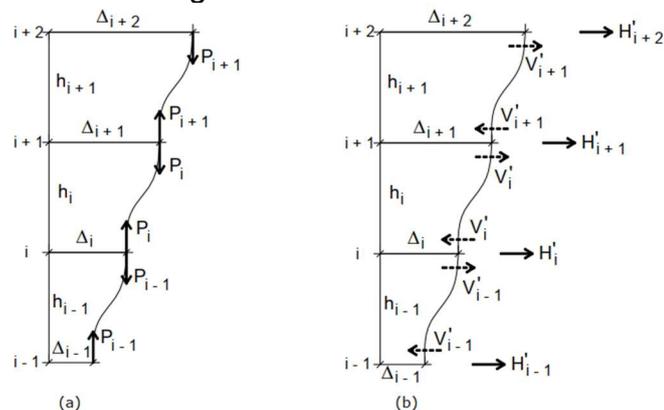
Δ - Diferença de deslocamento entre pavimentos;

h_i - Altura do pavimento i ;

H_i - Carga lateral fictícia.

Assim, como pode-se visualizar na Figura 10, a carga lateral fictícia é dada pela diferença do cortante fictício entre pavimentos. De acordo com Cotta (2007), essas forças horizontais fictícias devem ser adicionadas as forças horizontais iniciais, atuantes nos nós da estrutura, e realizada uma nova análise.

Figura 10- Processo P- Δ .



Fonte: Moncayo (2011, p.54)

Desse modo, novos deslocamentos são obtidos, e novas forças horizontais fictícias são encontradas, o processo é repetido consecutivamente. Segundo Silva (1996, p.28), “até que os deslocamentos obtidos em duas iterações consecutivas coincidam, a menos de uma tolerância pré-estabelecida”. Conforme MacGregor (2011), o processo deve ser repetido até que os deslocamentos sejam inferiores a 2,5% da interação anterior.

Ainda de acordo com Silva (1996), para estruturas aporticadas, com uma rigidez razoável, dois ou três ciclos de iteração são suficientes para a convergência dos resultados. Já, Koerich e Loriggio (2015), afirmam que número de iterações dependem da precisão adotada para o controle da convergência, e que normalmente entre 3 e 5 iterações são suficientes.

Além disso, a fim de considerar a não linearidade física e, de se obter uma maior precisão das iterações, seria necessário a correção da rigidez (EI) das barras a cada iteração, o que tornaria o processo mais trabalhoso. Dessa forma “a NLF é considerada de maneira simplificada, por meio da redução da rigidez de vigas e pilares” (Bueno, 2009), como foi apresentado na seção 2.2.1.

2.4.3.2 P- Δ no TQS

Segundo Moncayo (2011), o processo P- Δ , implementado pelo sistema CAD/TQS, foi apresentado por Medeiros e França em 1989, trata-se de um processo numérico rigoroso. No qual, consiste em um processo que busca a posição final de equilíbrio da estrutura de forma iterativa, por meio de sucessivas correções na matriz de rigidez, a fim de identificar os esforços adicionais à medida que a estrutura deforma. (TQS INFORMÁTICA, 2020)

Como forma de simular os efeitos construtivos, foi implementado o método "P- Δ em dois passos", uma vez que, a construção de um edifício não é realizada de forma instantânea, e as cargas verticais são adicionadas conforme a estrutura é elevada. (JUNGES; LA ROVERE; LORIGGIO, 2012)

De acordo com Kimura (2018), a modelagens via pórticos espaciais analisam a estrutura por inteiro, onde as cargas verticais são aplicadas simultaneamente no modelo, como se todos os pavimentos fossem construídos de uma única vez. Dessa forma, os resultados são incompatíveis com o comportamento real do edifício.

O processo do P- Δ em dois passos consiste em, no primeiro passo realizar o cálculo linear da estrutura sem iterações, com aplicação das ações verticais, e a rigidez axiais dos pilares majoradas, a fim de considerar os efeitos construtivos. Além disso, nessa etapa são armazenados os esforços nos elementos e a distribuição das forças normais, a fim de montar a matriz de rigidez geométrica. (TQS INFORMÁTICA, 2020)

No segundo passo, as rigidezes axiais dos pilares não são majoradas, e o cálculo não linear iterativo é realizado somente com as ações horizontais onde, na primeira iteração, considera as deformações da matriz de rigidez geométrica obtida no primeiro passo. Nas iterações seguintes, corrige-se a matriz, com acréscimo de esforços normais, provocados pelas ações horizontais. Dessa forma, esse processo é repetido até o equilíbrio final da estrutura, e o resultado final consiste na soma dos dois passos. (TQS INFORMÁTICA, 2020)

2.4.3.3 Relação RM2M1

De acordo com Moncayo (2011), o processo P- Δ resulta nos esforços solicitantes finais de 2ª ordem. No entanto, esse processo não gera um coeficiente que permite avaliar a estabilidade da estrutura, como o coeficiente γ_z . (TQS INFORMÁTICA, 2020)

Dessa forma, o sistema CADTQS, criou a relação RM2M1, afim de possibilitar a avaliação da estabilidade global por meio do processo P- Δ , dado pela Equação 13.

$$RM2M1 = 1 + \frac{M2}{M1} \quad \dots(13)$$

Onde:

RM2M1 – Coeficiente que avalia a instabilidade;

M1 – É o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M2 - É a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-delta em uma combinação não-linear.

3. Metodologia

A metodologia abordada no presente trabalho tem como objetivo principal a avaliação do coeficiente γ_z na verificação da estabilidade global para edificações de pequeno porte. Através do sistema CAD/TQS UNIPRO 22.2.64, foi avaliado o erro da utilização do coeficiente γ_z por meio da comparação dos resultados do coeficiente γ_z , utilizando os redutores de rigidez apresentados por Bueno (2014), Moreira (2018) e a consideração da NBR 6118 (2014), com o processo P- Δ como um método mais rigoroso na verificação dos efeitos de segunda ordem da estrutura.

3.1 Descrição do Modelo

Para o desenvolvimento desse trabalho foram realizadas 16 simulações do coeficiente γ_z , variando a forma estrutural, o número de pavimentos, e a metodologia na consideração da NLF. Como forma de validação dos resultados, foram realizadas mais quatro simulações utilizando o processo P – Δ .

Na Tabela 3 pode ser observada as nomenclaturas utilizadas nas simulações, onde T1 e T2 representam dois tipos de concepção estruturais e, P2 e P3 representam a variação de 2 e 3 pavimentos respectivamente.

Tabela 3– Nomenclatura das simulações

NBR 6118 (2014)	Bueno (2014)	Moreira (2018)	PNLFG	PNLFG
T1P2N	T1P2B	T1P2M	T1P2 γ_z	T1P2P- Δ
T1P3N	T1P3B	T1P3M	T1P3 γ_z	T1P3P- Δ
T2P2N	T2P2B	T2P2M	T2P2 γ_z	T2P2P- Δ
T2P3N	T2P3B	T2P3M	T2P3 γ_z	T2P3P- Δ

Fonte: Elaboração própria

A consideração dos efeitos da NLF foi realizada por meio da variação dos redutores de rigidez, no qual a nomenclatura “N” representa os valores indicados pela NBR 6118 (2014), e as metodologias estudadas por Bueno (2014) e Moreira (2018), representadas por “B” e “M” respectivamente.

Também foi realizado o cálculo refinado da rigidez dos elementos estruturais, através do Pórtico Não Linear Físico Geométrico (PNLFG), obtendo assim os redutores de rigidez médio de cada modelo. Isto possibilitou avaliação mais rigorosa da estabilidade global, no qual foram utilizados no critério de redutores de rigidez tanto na estimativa dos efeitos de segunda ordem pelo coeficiente γ_z , como também no processo $P - \Delta$.

A análise foi realizada considerando o modelo estrutural IV definido pela TQS, composto por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, onde as ações verticais e horizontais em vigas e pilares serão calculadas como pórtico espacial. (TQS INFORMÁTICA, 2020)

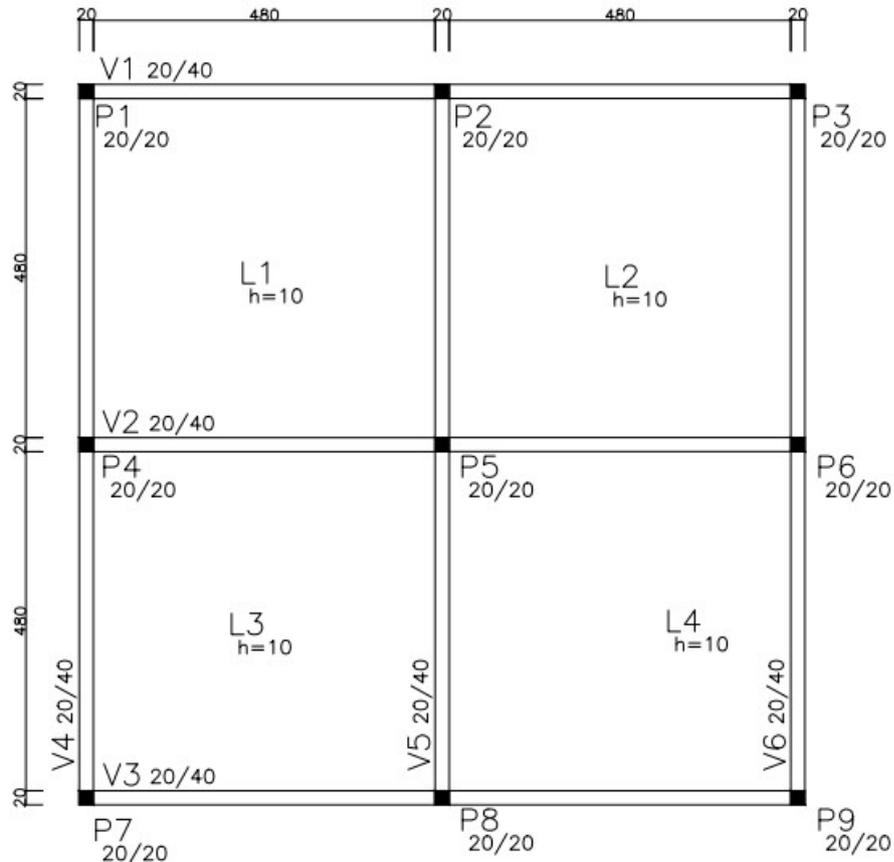
A localização da edificação foi considerada como meio urbano, dessa forma, conforme o item 6.4 da NBR 6118 (2014 p.16), foi classificada como classe de agressividade ambiental II. O concreto atende a classe C25, no qual, sua resistência característica à compressão é de 25 MPa, com módulo de elasticidade de 26560 MPa. Além disso, foi considerado um cobrimento nominal de 2,5 cm para lajes e 3 cm para vigas e pilares.

3.2 Concepção estrutural do modelo

Foram analisados dois tipos de concepção estrutural, ambos foram baseados em modelos hipotéticos estudados por Kimura (2018).

Como pode ser observado na Figura 11, o modelo T1 é composto por 4 lajes com dimensões simétricas e apresenta vigas com vão de 480 cm, pilares com seção de 20X20 cm e, vigas com seção transversal de 20X40 cm.

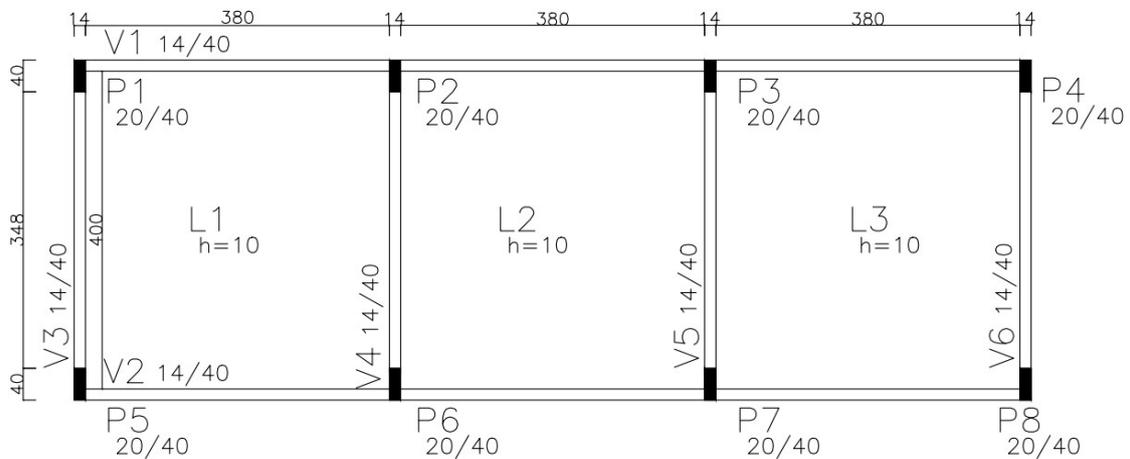
Figura 11- Fôrma modelo T1.



Fonte: Adaptado de Kimura (2018).

A segunda estrutura analisada, também se trata de um modelo hipotético baseado em um exemplo de Kimura (2018). Como pode ser observado na Figura 12, o modelo T2 apresenta três lajes com dimensões de 380 cm por 400 cm, pilares com seção de 20X40 cm e vigas com seção transversal de 14X40 cm.

Figura 12- Fôrma modelo T2



Fonte: Adaptado de Kimura (2018).

Os modelos apresentados, foram concebidos com pé-esquerdo de 3 m, e lajes maciças com espessura de 10 cm. Ambos foram analisados com variação de dois a três pavimentos.

3.3 Ações atuantes

No item 11.2.1 da NBR 6118 (2014, p.56), orienta que qualquer análise estrutural deve considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, levando em conta os estados limites últimos e os de serviço. Dessa forma, nesta seção serão apresentadas as considerações das ações que foram utilizadas na análise estrutural.

3.3.1 Peso Próprio

De acordo com Ribeiro (2010), por definição, o software calcula de forma automática os pesos próprios dos elementos estruturais conforme as dimensões dadas as peças no modelador estrutural. Assim, o sistema considera por definição o valor de 2,5 tf/m³ para massa específica do concreto armado, conforme a NBR 6118 (2014, p.22).

3.3.2 Carga das Lajes

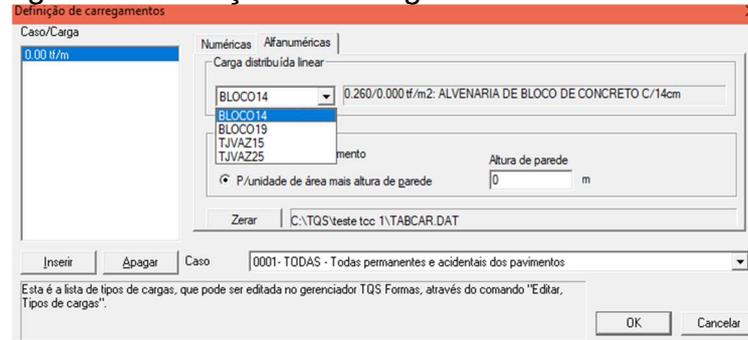
Para as cargas atuantes nas lajes foi considerado neste estudo os valores pré-estabelecidos pelo software, conforme a NBR 6120 (2019). Para as lajes do pavimento tipo foi definido o carregamento permanente de 0,10 tf/m² e, acidental de 0,15 tf/m². Já no pavimento da cobertura foi estabelecido o carregamento permanente de 0,15 tf/m² e acidental de 0,10 tf/m². Foi adotado o mesmo carregamento para as duas concepções estruturais.

3.3.3 Carga de Alvenaria

Para as cargas da alvenaria de vedação, foi considerado os valores pré-estabelecidos pelo software, conforme os valores da NBR 6120 (2019). No qual, durante o lançamento das vigas pelo modelador estrutural, foi possível selecionar o tipo de bloco de vedação, e também determinar a altura da parede, conforme

apresenta a Figura 13. Assim, o sistema automaticamente distribui o carregamento da alvenaria sobre as vigas.

Figura 13 – Lançamento cargas alvenaria TQS.



Fonte: TQS Informática (2020)

No modelo T1 foi aplicado sobre as vigas do pavimento tipo o bloco de concreto com espessura de 19 cm, que apresenta uma carga distribuída linear de $0,32 \text{ tf/m}^2$, com altura de parede de 2,60 m. Para o pavimento da cobertura, foi considerado o mesmo bloco, mas com altura de parede de 1 m.

Para o modelo T2, foi considerado sobre as vigas do pavimento tipo o bloco de concreto com espessura de 14 cm, que possui uma carga distribuída linear de $0,26 \text{ tf/m}^2$, com altura de 2,6 m. Para a cobertura, foi considerado o mesmo bloco, mas com altura de parede de 1 m.

3.3.4 Ações do Vento

Para o cálculo das ações devida à força do vento o software TQS apresenta uma ferramenta que facilita a entrada de dados relacionados a edificação e aos fatores utilizados na determinação da força estática devido ao vento, como ilustra a Figura 14. Conforme os parâmetros estabelecidos pela NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações.

Figura 14 – Dados para o cálculo das ações devido à força do vento

Verticals: Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

V0 - Velocidade básica: 45 m/s

S1 - Fator do terreno: 1.00

S2 - Categoria de rugosidade: IV

S2 - Classe da edificação: A

S3 - Fator estatístico: 1.00

Ângulo	C.A.	Def.Cot	Cot.ini
1 90	1.2	Não	0
2 270	1.2	Não	0
3 0	0.78	Não	0
4 180	0.78	Não	0

Cota inicial para aplicação de vento

Inserir Apagar Calcular CAs

Excentricidade em todos os casos 15.00 %

Casos de vento nas plantas de formas

Tabelas de excentricidades e forças impostas

Excentricidades do caso selecionado

Ler tabelas de túnel de vento - planilha SDF

Ler tabelas de túnel de vento - FTV XML

Avançado...

Forneça as variáveis para cálculo de vento conforme a norma ou especifique valores especiais ou de ensaio no item "Excentricidades".

Atualizar Dwg Salvar Dwg Duplicar Renomear Salvar como modelo

Ok Cancelar

Fonte: TQS Informática (2020)

O sistema permite avaliar o ângulo de incidência do vento em diversas direções, dessa forma, neste estudo optou-se pelas direções 0°, 180°, 90° e 270°.

Em ambos os modelos analisados foi definido o valor de 45 m/s para a velocidade básica do vento, conforme a sua localização próximo a cidade de Alegrete/RS, no gráfico das isopletas obtido na NBR 6123 (1988), como pode ser observado na Figura 15.

Figura 15 – Mapa isopleta da velocidade básica.



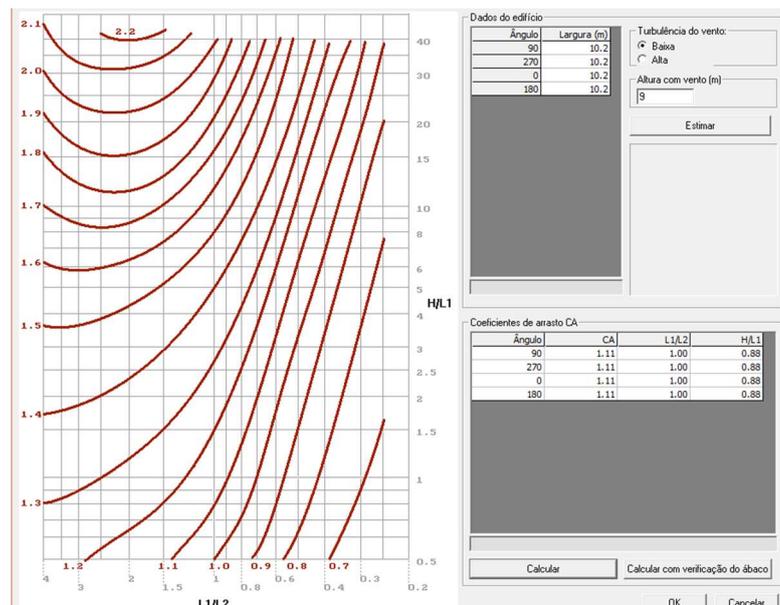
Fonte: TQS Informática (2020)

Para os dois modelos, foi considerado os seguintes critérios:

- Fator topográfico (S_1): $S_1=1$ referente a terrenos planos ou fracamente acidentado;
- Fator relativo à rugosidade do terreno (S_2): Foi considerado a categoria IV, referente a terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zonas florestal, industrial ou urbanizada;
- Fator S_2 relativo à classe da edificação: Foi definido a classe A, onde de acordo com a NBR 6123 (1988), representa “*toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m*”;
- Fator estatístico (S_3): Foi considerado $S_3=1$, que correspondente a edificações como hotéis e residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Após realizada a determinação dos fatores e o lançamento das plantas estruturais, o sistema CAD/TQS estima as dimensões da face do edifício e realiza o cálculo do coeficiente de arrasto (c_a) em relação ao ângulo de incidência, conforme apresenta a Figura 16.

Figura 16 – Interface do cálculo do coeficiente de arrasto.



Fonte: TQS Informática (2020)

Dessa forma, o modelo T1 apresenta a mesma projeção de face em todas as direções, resultando C_a idênticos em todos os sentidos da ação do vento. No entanto, o modelo T2 apresenta projeção de face semelhantes entre os sentidos 0° e 180° , e

também 90° e 270°. Desse modo, o Ca contém valores semelhantes entre os ângulos 0° e 180, e nos ângulos 90° e 270°, como apresenta a Tabela 4. Além disso, em todos os casos foi considerado o vento de baixa turbulência.

Modelo	Direção incidência do vento			
	0°	180°	90°	270°
T1P2	1,03	1,03	1,03	1,03
T1P3	1,11	1,11	1,11	1,11
T2P2	0,78	0,78	1,2	1,2
T2P3	0,81	0,81	1,25	1,25

Fonte: Elaboração própria

3.3.5 Combinações

A NBR 6118 (2014), orienta que as combinações das ações devem determinar os efeitos mais desfavoráveis da estrutura. Dessa forma, com intuito de avaliar a estabilidade global dos modelos, foi considerado as combinações últimas normais, em concordância com a NBR 6118 (2014), conforme demonstra a Equação 14.

$$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_q (F_{q1K} + \sum \Psi_{0J} \times F_{qjk}) \quad \dots(14)$$

Onde;

F_d – Representa o valor de cálculo das ações;

F_{gk} – Ações permanentes diretas;

F_{q1K} – Ação variável principal;

F_{qjk} – Ação variável secundária;

γ_g – Coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU;

γ_q – Coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELS;

Ψ_{0J} – Coeficiente redutor das ações variáveis secundárias no ELU.

Conforme as tabelas 11.1 e 11.2 presentes na NBR 6118 (2014), foram considerados os coeficientes de ponderação para as ações permanentes e variáveis no valor de 1,4 e para o coeficiente redutor das ações variáveis secundárias o valor de 0,5 para sobrecarga e 0,6 para pressão dinâmica do vento nas estruturas.

Por definição o sistema CAD/TQS realiza a combinação das ações automaticamente, conforme os coeficientes de majoração e ponderação, definidos pelo usuário, seguindo os parâmetros estabelecidos pela norma (TQS INFORMÁTICA, 2020).

Neste estudo, foi selecionada 8 combinações de carregamento para avaliação dos parâmetros de estabilidade global. A Tabela 5 apresenta a nomenclatura utilizada no software para detalhar as combinações e a Tabela 6 as combinações utilizadas neste trabalho.

Tabela 5– Nomenclatura do carregamento

Nomenclatura	Descrição
PP	Peso Próprio
PERM	Carga Permanente
ACID	Carga Acidental
VENT1	Vento 90°
VENT2	Vento 270°
VENT3	Vento 0°
VENT4	Vento 180°

Fonte: Elaboração própria

Tabela 6– Combinações do ELU consideradas

Caso	Combinação
C1	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+ACID+0.6VENT1)$
C2	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+ACID+0.6VENT2)$
C3	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+ACID+0.6VENT3)$
C4	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+ACID+0.6VENT4)$
C5	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+0.5ACID+VENT1)$
C6	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+0.5ACID+VENT2)$
C7	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+0.5ACID+VENT3)$
C8	$1,4 \times PP + 1,4 \times (PERM+0.5ACID+VENT4)$

Fonte: Elaboração própria

3.4 Considerações da Não Linearidade Física

Por definição, o sistema CAD/TQS utiliza os redutores de rigidez indicados na NBR 6118 (2014) como forma aproximada de consideração NLF. Desse modo, a consideração da NLF no presente trabalho ocorreu por meio de dois métodos, o primeiro consiste em adotar os valores dos redutores de rigidez indicados na NBR 6118 (2014) e nos estudos de Bueno (2014) e Moreira (2018), na interface dos critérios do sistema CAD/TQS, esses valores são apresentados na Tabela 7, onde αV representa os redutores de rigidez das vigas e αP os redutores de rigidez dos pilares.

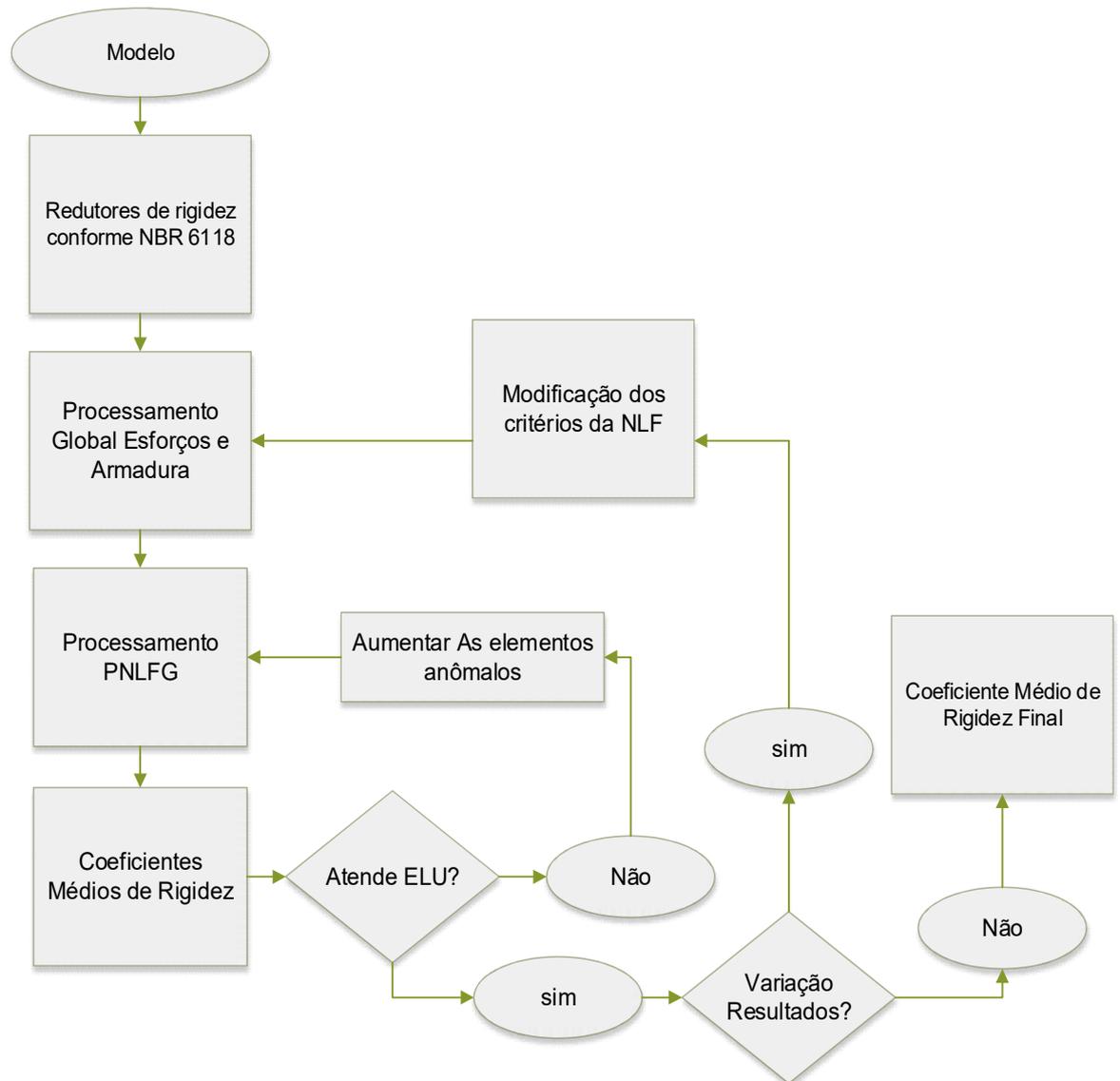
Tabela 7– Critérios a serem adotados no redutor de rigidez

Metodologia	2 PAV.		3 PAV.	
	αV	αP	αV	αP
NBR 6118 (2014)	0,40	0,80	0,40	0,80
Bueno (2014)	0,30	0,60	0,30	0,70
Moreira (2018)	0,15	0,71	0,14	0,72

Fonte: Elaboração própria

O segundo método de consideração aproximada da NLF consiste na utilização do PNLFG como forma de obter os valores médios de rigidez de cada modelo analisado. Esse processo foi fundamentado na metodologia empregada no estudo de Moreira (2018), apresentadas no item 2.2.2 deste trabalho. Utilizando o PNLFG em conjunto com processos iterativos com intuito de encontrar o valor dos redutores médios de rigidez de cada modelo analisado, a Figura 17 apresenta o fluxograma da metodologia empregada neste estudo.

Figura 17 -Fluxograma metodologia empregada no PNLFG



Fonte: Elaboração própria

Inicialmente foi realizada a modelagem da estrutura conforme o item 3.2, e aplicada o carregado. Em seguida foi realizado o processamento global dos esforços e armaduras da estrutura, seguindo os critérios dos redutores de rigidez definidos pela NBR 6118 (2014).

Após o dimensionamento dos elementos foi executado o processamento do PNLFG no qual, por definição, a estrutura é discretizado em elementos de barras com comprimento de 50 cm para vigas e pilares. Assim, como descrito no item 2.2.3 deste trabalho, a partir dos diagramas M-1/r e M-N-1/r, é obtido os valores médios dos redutores de EI das vigas e pilares, como apresenta a Figura 18.

Figura 18 – Resultados gerais PNLFG.



Fonte: TQS Informática (2020)

Em seguida, é analisado se todos os elementos passaram na verificação ELU em todas as combinações, se algum elemento não atendeu ao ELU é realizado o acréscimo da área de aço de cada elemento e novamente é processado o PNLFG, até que o elemento atenda ao ELU.

Desse modo, após que todos elementos discretizados atendam ao ELU é obtido o valor do coeficiente médio de rigidez das vigas e pilares, então é criado novamente outro edifício com as mesmas características, porém nos critérios de redução de rigidez foi aplicado o valor encontrado na interação anterior. Desse modo, esse processo é repetido até que não ocorram mais variações dos resultados, em relação com a interação anterior, e finalmente obtendo os redutores de rigidez finais de modelo analisado.

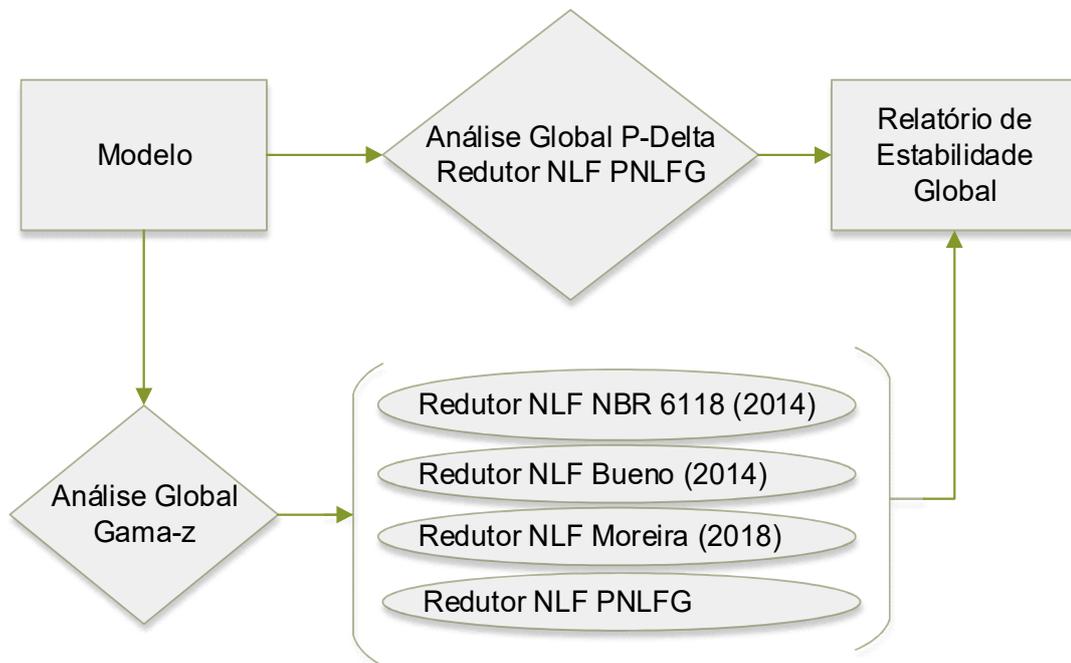
3.5 Análise estabilidade Global

Após realizar o processamento global da estrutura por meio do sistema CAD/TQS é gerado o relatório de estabilidade global, no qual é possível avaliar a influência do coeficiente γ_Z na estimativa dos efeitos de segunda ordem.

Conforme apresenta a Figura 19, após a modelagem dos elementos foi realizado o processamento global da estrutura considerando o coeficiente γ_Z como

estimativa dos efeitos de segunda ordem, variando apenas a consideração dos redutores de rigidez.

Figura 19– Fluxograma da metodologia de análise.



Fonte: Elaboração própria

Além disso, como forma de validação dos resultados foi utilizado o processo $P-\Delta$, como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem. Pelo fato de ser um processo numérico rigoroso, que busca a posição final de equilíbrio da estrutura de forma iterativa, por meio de sucessivas correções na matriz de rigidez geométrica, ao ponto de identificar os esforços adicionais à medida que a estrutura deforma (TQS INFORMÁTICA, 2010).

A estimativa dos efeitos de 2ª ordem do processo $P-\Delta$ foi mensurada através do fator RM2M1, descrito no item 2.4.3.3 deste trabalho, possibilitando quantificar globalmente os resultados da análise $P-\Delta$ no qual, o mesmo foi obtido através do relatório de estabilidade global.

Assim, por meio do relatório da análise de estabilidade global dos dois processos de estimativa dos efeitos de 2ª ordem, foi comparado a magnitude dos

valores do coeficiente γ_Z com a relação RM2M1, como também, a influência da variação dos redutores de rigidez na determinação dos momentos de 1ª e 2ª ordem dos modelos estudados, resultando na avaliação do coeficiente γ_Z na verificação da estabilidade global de estruturas de pequeno porte

Da mesma forma, foi avaliado o processo mensuração da não linearidade geométrica do coeficiente γ_Z , com o auxílio do Pórtico espacial ELU do sistema CAD/TQS. Foram obtidos os momentos fletores da base dos pilares, referentes a combinação 5, por apresentarem maiores esforços. E foi comparado tanto o processo P- Δ e o coeficiente γ_Z , como métodos de estimativa do efeito de 2ª ordem, considerando os redutores de rigidez da NBR 6118 (2014) e os valores encontrados no PNLFG, com objetivo de avaliar a estimativa da NLG do coeficiente γ_Z em edificações de pequeno porte.

4. Resultados e Análise dos Resultados

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos através das simulações realizadas no software CAD/TQS para os modelos descritos na metodologia. Inicialmente serão abordados os resultados referentes a análise do PNLFG, com os valores dos redutores de rigidez de cada modelo estudado e em seguida os resultados da análise de estabilidade global.

E também neste capítulo serão discutidos os resultados referentes aos esforços na base dos pilares, obtidos com o auxílio do Pórtico Espacial ELU com o intuito de avaliar a influência do coeficiente γ_z na análise da não linearidade geométrica em edificações de pequeno porte.

4.1 Análise da NLF

Os dados referentes aos redutores de rigidez foram obtidos por meio do processamento e análise do PNLFG, segundo o item 3.4 deste trabalho. Após sucessivas iterações foi estimado um valor final para cada modelo, com objetivo de obter resultados aproximados da rigidez global dos elementos estruturais.

4.1.1 Modelo T1

A Tabela 8 ilustra os resultados de cada iteração do modelo T1 de uma edificação com 2 pavimentos e altura total de 6 m. Observa-se que houve uma redução de 55% no αV e de 15% nos valores de αP em relação à primeira iteração.

Tabela 8– Resultados análise PNLFG modelo T1P2.

Nº Iterações	αV	αP	RM2M1
1ª	0,40	0,80	1,10
2ª	0,19	0,74	1,12
3ª	0,18	0,69	1,13
4ª	0,18	0,68	1,13
5ª	0,18	0,68	1,13
6ª	0,18	0,68	1,13

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 9 apresenta os resultados do processamento do PNLFG, utilizando o modelo T1, considerando uma estrutura de 3 pavimentos e altura total de 9 m. Da

mesma forma que o modelo anterior, ao avaliar os resultados dos redutores de rigidez é possível observar uma redução de 55% no αV e de 9% no αP .

Tabela 9– Resultados análise PNLFG modelo T1P3.

Nº Iterações	αV	αP	RM2M1
1ª	0,40	0,80	1,17
2ª	0,18	0,78	1,21
3ª	0,18	0,73	1,22
4ª	0,18	0,73	1,22
5ª	0,18	0,73	1,22
6ª	0,18	0,73	1,22

Fonte: Elaboração própria

Analisando os resultados obtidos nas Tabelas 8 e 9, é possível observar que o primeiro processamento foi realizado considerando os redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014). Desse modo, a partir da 4ª iteração percebe-se que não houve variação dos resultados, sendo importante destacar que esse comportamento ocorreu em todos os modelos analisados.

Já nos coeficientes de estabilidade global da estrutura em ambos os modelos avaliados apresentaram acréscimos de 2,65 % para o modelo T1P1 e de 4,1% para o modelo T1P2, considerando apenas a variação dos redutores de rigidez.

4.1.2 Modelo T2

Os resultados do processamento no PNLFG do modelo T2P2 é apresentado na Tabela 10, no qual a estrutura analisada apresentava altura total de 6 m. Assim, percebe-se uma diminuição dos valores nos redutores de rigidez do modelo T2P2 de 65% no αV e de 13% no αP .

Tabela 10– Resultados análise PNLFG modelo T2P2.

Nº Iterações	αV	αP	RM2M1
1ª	0,40	0,80	1,11
2ª	0,16	0,78	1,12
3ª	0,15	0,71	1,13
4ª	0,14	0,70	1,13
5ª	0,14	0,70	1,13
6ª	0,14	0,70	1,13

Fonte: Elaboração própria

Do mesmo modo, a Tabela 11 ilustra os resultados do processamento do PNLFG para o modelo T2, com estrutura de três pavimentos e altura total da edificação de 9 m. Assim como nos outros modelos também houve diminuição nos valores dos redutores de rigidez em relação aos valores da primeira com a última iteração de 65% para αV e de 10% para αP .

Tabela 11– Resultados análise PNLFG modelo T2P3.

Nº Iterações	αV	αP	RM2M1
1ª	0,40	0,8	1,19
2ª	0,18	0,77	1,22
3ª	0,14	0,74	1,23
4ª	0,14	0,72	1,23
5ª	0,14	0,72	1,23
6ª	0,14	0,72	1,23

Fonte: Elaboração própria

Ao avaliar a variação nos redutores de rigidez na direção 0° e 180° que apresenta maior instabilidade, foi observado um acréscimo entre os fatores RM2M1 de 1,77% para o modelo T2P2 e de 3,25% para o modelo T2P3. No entanto, era previsto uma variação desses coeficientes, pois segundo Kimura (2018), a redução da rigidez dos elementos estruturais gera uma diminuição da estabilidade da estrutura, aumentando o valor dos coeficientes de estabilidade.

4.1.3 Resultado final NLF por meio do PNLFG

A Tabela 12 apresenta todos os valores dos redutores de rigidez que foram utilizados no processamento global da estrutura neste trabalho. Assim, contém os resultados encontrados por meio do PNLFG como também os redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014), e os estudos de Bueno (2014) e Moreira (2018).

Tabela 12– Critérios a serem adotados no redutor de rigidez

Metodologia	2 PAV.		3 PAV.	
	αV	αP	αV	αP
NBR 6118 (2014)	0,40	0,80	0,40	0,80
Bueno (2014)	0,30	0,60	0,30	0,70
Moreira (2018)	0,15	0,71	0,14	0,72
PNLFG T1	0,18	0,68	0,18	0,73
PNLFG T2	0,14	0,70	0,14	0,72

Fonte: Elaboração própria

Analisando os resultados obtidos através do PNLFG, o modelo T1 apresentou o mesmo valor de αV , para os modelos de dois e três pavimentos, contudo, para os valores de αP houve uma variação de 6,85% entre esses valores. Já para o modelo T2 a variação dos redutores de rigidez entre os modelos de dois e três pavimentos foi de 7,10 % para αV , e 2,78 % no αP .

Visto que o processo do PNLFG utiliza a relação momento curvatura, a fim de encontrar a rigidez à flexão de cada elemento estrutural, esse processo considera a geometria dos elementos estruturais, a armadura detalhada, e os esforços solicitantes. Portanto, os valores estimados neste trabalho, são válidos apenas para a concepção estrutural utilizada no mesmo.

Do mesmo modo, ao comparar os valores encontrados entre os demais autores, é possível identificar uma variação significativa, pois cada metodologia aplicada possui suas particularidades. Ambos os autores avaliaram dezenas de modelos, variando desde a concepção estrutural, resistência característica do concreto, dimensões de pilares e vigas, coeficiente de arrasto, velocidade do vento, entre outras características. No entanto, as metodologias de validação dos dados foram distintas, Bueno (2014) utilizou o coeficiente de estabilidade $\gamma_z \leq 1,10$ como forma de refinar os resultados. Já Moreira empregou o método da busca exaustiva, no qual consiste em realizar consecutivas iterações até que a convergência dos dados seja atingida.

Além disso, outro fator que impactou na diferença de valores entre os autores, é que Bueno (2014) idealizou modelos de 3, 4, 5 e 8 pavimentos, sendo assim os valores apresentados para edificações de dois pavimentos são apenas estimativas. De maneira oposta, Moreira (2018) avaliou modelos de um, dois e três pavimentos logo, essa diferença na metodologia de validação dos dados explica a discrepância entre os resultados de ambos os autores.

4.2 Resultados Estabilidade Global

Após o processamento global do sistema CAD/TQS foi obtido o relatório de estabilidade global onde, o mesmo forneceu os parâmetros de estabilidade da estrutura.

E com o auxílio do relatório de estabilidade global foi analisada a estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_z de cada modelo gerado com os valores dos redutores de rigidez obtidos na Tabela 12. Sendo assim, nesta seção serão apresentados os resultados referentes a avaliação da estabilidade global, no qual, constarão os momentos de primeira ordem (M1) e segunda ordem (M2), como também os valores do coeficiente γ_z e o fator RM2M1.

4.2.1 Modelo T1

Os resultados do relatório de estabilidade global do modelo T1, são apresentados nas Tabela 13 a 17, onde é possível observar que o modelo T1 apresenta uma concepção estrutural simétrica, dessa forma, todas as combinações consideradas apresentam o mesmo resultado no coeficiente γ_z e no fator RM2M1.

A Tabela 13 ilustra os resultados do processamento da estrutura considerando o parâmetro γ_z como estimativa dos efeitos de segunda ordem e os redutores de rigidez indicados na NBR 6118 (2014).

Tabela 13– Modelo T1 considerando NLF indicada pela NBR 6118 (2014)

Caso	T1P2N			T1P3N		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z
C1	9,93	0,72	1,10	24,06	2,75	1,17
C2	9,93	0,72	1,10	24,06	2,75	1,17
C3	9,95	0,72	1,10	24,07	2,74	1,17
C4	9,95	0,73	1,10	24,07	2,76	1,17
C5	16,55	1,20	1,10	40,10	4,59	1,17
C6	16,55	1,20	1,10	40,10	4,58	1,17
C7	16,58	1,20	1,10	40,11	4,58	1,17
C8	16,58	1,21	1,10	40,11	4,59	1,17

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 14 apresenta os resultados referente ao modelo T1 considerando os redutores de rigidez apresentados nos estudos de Bueno (2014).

Tabela 14– Modelo T1 considerando NLF indicada por Bueno (2014)

Caso	T1P2B			T1P3B		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_Z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_Z
C1	9,93	0,90	1,13	24,06	3,08	1,19
C2	9,93	0,90	1,13	24,06	3,08	1,19
C3	9,95	0,89	1,13	24,07	3,07	1,19
C4	9,95	0,90	1,13	24,07	3,09	1,19
C5	16,55	1,50	1,13	40,10	5,13	1,19
C6	16,55	1,50	1,13	40,10	5,13	1,19
C7	16,58	1,49	1,13	40,11	5,12	1,19
C8	16,58	1,50	1,13	40,11	5,14	1,19

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 15 apresenta os resultados obtidos no modelo T1, considerando os redutores de rigidez indicados pelos estudos de Moreira (2018).

Tabela 15– Modelo T1 considerando NLF indicada por Moreira (2018)

Caso	T1P2M			T1P3M		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_Z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_Z
C1	9,93	0,88	1,13	24,06	3,45	1,22
C2	9,93	0,88	1,13	24,06	3,44	1,22
C3	9,95	0,87	1,13	24,07	3,43	1,22
C4	9,95	0,89	1,13	24,07	3,46	1,22
C5	16,55	1,46	1,13	40,10	5,74	1,22
C6	16,55	1,46	1,13	40,10	5,74	1,22
C7	16,58	1,46	1,13	40,11	5,73	1,22
C8	16,58	1,47	1,13	40,11	5,75	1,22

Fonte: Elaboração própria

As Tabelas 16 e 17 apresentam os resultados referente ao modelo T1 considerando os redutores de rigidez encontrados por meio do processamento do PNLFG. Contudo, os valores da Tabela 16 foram obtidos utilizando o coeficiente γ_Z como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 16– Modelo T1 considerando NLF obtida no PNLFG

Caso	T1P2 γ_z -PNLFG			T1P3 γ_z -PNLFG		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z
C1	9,93	0,88	1,13	24,06	3,34	1,21
C2	9,93	0,88	1,13	24,06	3,33	1,21
C3	9,95	0,87	1,13	24,07	3,32	1,21
C4	9,95	0,89	1,13	24,07	3,35	1,21
C5	16,55	1,46	1,13	40,10	5,56	1,21
C6	16,55	1,46	1,13	40,10	5,55	1,21
C7	16,58	1,46	1,13	40,11	5,54	1,21
C8	16,58	1,47	1,13	40,11	5,57	1,21

Fonte: Elaboração própria

Já a Tabela 17 utilizou o processamento P- Δ como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 17– Modelo T1 considerando NLF obtida no PNLFG

Caso	T2P2P Δ -PNLFG			T2P3P Δ -PNLFG		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	RM2M1	M1(tf.m)	M2(tf.m)	RM2M1
C1	9,93	1,00	1,13	24,06	4,15	1,22
C2	9,93	1,00	1,13	24,06	4,14	1,22
C3	9,95	0,99	1,13	24,07	4,12	1,22
C4	9,95	1,02	1,13	24,07	4,17	1,22
C5	16,55	1,66	1,13	40,10	6,80	1,22
C6	16,55	1,65	1,13	40,10	6,79	1,22
C7	16,58	1,65	1,13	40,11	6,78	1,22
C8	16,58	1,67	1,13	40,11	6,82	1,22

Fonte: Elaboração própria

Como esperado não houve variação em relação ao M1, visto que os modelos estudados apresentavam a mesma influência tanto da força do vento, quanto concepção estrutural. Já os resultados de M2 apresentaram variação em todos os modelos analisados, assim é possível observar a influência dos redutores de rigidez nos efeitos de segunda ordem, uma vez que foram modificados apenas os critérios dos redutores de rigidez conforme os dados da Tabela 12.

Além disso, o modelo que utilizou o processo P- Δ resultou em M2 mais expressivos e também apresentou maior fator RM2M1, visto que quanto maior os efeitos de 2ª ordem mais instável é a estrutura (KIMURA, 2018). Assim sendo, a Tabela 18 apresenta a variação dos resultados do M2 dos demais autores em relação aos valores encontrados pelo processo P- Δ . Sendo possível observar que o modelo

qual utilizou os redutores de rigidez indicados pela norma apresentou a maior variação em relação ao modelo de validação.

Tabela 18– Variação do $M2^a$ do coeficiente γ_z em relação processo P- Δ modelo T1

Redutores NLF	T1P2	T1P3
NBR 6118 (2014)	28%	33%
BUENO (2014)	10%	25%
MOREIRA (2018)	12%	16%
PNLFG- γ_z	12%	19%

Fonte: Elaboração própria

É interessante destacar que os valores do modelo de dois pavimentos que utilizaram os redutores de rigidez de Bueno (2014), Moreira (2018) e do PNLFG apresentaram valores bastante próximos entre si e também mais se aproximaram com os valores de validação, dessa forma os mesmos apresentaram valores idênticos tanto no coeficiente γ_z e no fator RM2M1.

O modelo que utilizou os redutores de rigidez indicados por Moreira (2018), apresentou maior proximidade com os valores de validação, uma vez que os valores dos redutores de rigidez do autor apresentam maior semelhança com os valores obtidos por meio do processo do PNLFG.

4.2.2 Modelo T2

Os resultados da análise da estabilidade global do modelo T2, são ilustrados nas Tabelas 19 a 23, sendo importante destacar que o mesmo possui uma concepção assimétrica. Dessa forma, o modelo T2 ao contrário do anterior apresenta resultados diferentes em relação ao ângulo de incidência do vento.

Na Tabela 19 apresenta os resultados da análise da estabilidade global do modelo T2, considerando os redutores de rigidez indicados na NBR 6118 (2014).

Tabela 19– Modelo T2 considerando NLF considerando NBR 6118 (2014)

Caso	T2P2N			T2P3N		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z
C1	13,59	0,15	1,01	51,02	0,94	1,02
C2	13,59	0,14	1,01	51,02	0,92	1,02
C3	3,15	0,24	1,11	11,87	1,52	1,19
C4	3,15	0,24	1,11	11,87	1,51	1,19
C5	22,64	0,24	1,01	85,03	1,57	1,02
C6	22,64	0,23	1,01	85,03	1,55	1,02
C7	5,24	0,40	1,11	19,78	2,53	1,19
C8	5,24	0,40	1,11	19,78	2,52	1,19

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 20, apresenta os resultados referente ao modelo T2 considerando os redutores de rigidez indicados nos estudos de Bueno (2014).

Tabela 20 – Modelo T2 considerando NLF considerando Bueno (2014)

Caso	T2P2B			T2P3B		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z
C1	13,59	0,19	1,02	51,02	1,11	1,03
C2	13,59	0,18	1,02	51,02	1,09	1,03
C3	3,15	0,29	1,13	11,87	1,66	1,22
C4	3,15	0,29	1,13	11,87	1,65	1,21
C5	22,64	0,31	1,02	85,03	1,85	1,03
C6	22,64	0,30	1,02	85,03	1,83	1,03
C7	5,24	0,48	1,13	19,78	2,76	1,22
C8	5,24	0,48	1,13	19,78	2,76	1,22

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 21 ilustra os resultados do modelo T2 considerando os redutores de rigidez apresentados nos estudos de Moreira (2018).

Tabela 21– Modelo T2 considerando NLF considerando Moreira (2018)

Caso	T2P2M			T2P3M		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z
C1	13,59	0,21	1,02	51,00	1,51	1,04
C2	13,59	0,20	1,02	51,00	1,47	1,04
C3	3,15	0,28	1,13	11,90	1,76	1,23
C4	3,15	0,27	1,13	11,90	1,75	1,23
C5	22,64	0,35	1,02	85,00	2,50	1,04
C6	22,64	0,34	1,02	85,00	2,47	1,04
C7	5,24	0,46	1,13	19,80	2,93	1,23
C8	5,24	0,46	1,13	19,80	2,92	1,23

Fonte: Elaboração própria

As Tabelas 22 e 23 apresentam os resultados referente ao modelo T2 considerando os redutores de rigidez encontrados por meio do processamento do PNLFG. Entretanto, os valores da Tabela 22 foram obtidos considerando o coeficiente γ_z como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 22- Modelo T2 considerando NLF obtida no PNLFG

Caso	T2P2Yz-PNLFG			T2P3Yz-PNLFG		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z	M1(tf.m)	M2(tf.m)	γ_z
C1	13,59	0,22	1,02	51,00	1,51	1,04
C2	13,59	0,21	1,02	51,00	1,47	1,04
C3	3,15	0,28	1,13	11,90	1,76	1,23
C4	3,15	0,28	1,13	11,90	1,75	1,23
C5	22,64	0,36	1,02	85,00	2,50	1,04
C6	22,64	0,35	1,02	85,00	2,47	1,04
C7	5,24	0,47	1,13	19,80	2,93	1,23
C8	5,24	0,47	1,13	19,80	2,92	1,23

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 23, utilizou o processamento P- Δ como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 23– Modelo T2 considerando NLF obtida no PNLFG

Caso	T2P2P Δ -PNLFG			T2P3P Δ -PNLFG		
	M1(tf.m)	M2(tf.m)	RM2M1	M1(tf.m)	M2(tf.m)	RM2M1
C1	13,59	0,23	1,02	51,02	1,58	1,04
C2	13,59	0,21	1,02	51,02	1,53	1,04
C3	3,15	0,32	1,13	11,87	2,20	1,24
C4	3,15	0,32	1,13	11,87	2,20	1,24
C5	22,64	0,38	1,02	85,03	2,60	1,04
C6	22,64	0,36	1,02	85,03	2,56	1,04
C7	5,24	0,53	1,13	19,78	3,67	1,24
C8	5,24	0,53	1,13	19,78	3,67	1,24

Fonte: Elaboração própria

Assim, observa-se que o modelo T2 possui uma concepção assimétrica, em razão de apresentar dois pórticos de travamento para direção horizontal e 4 pórticos para direção vertical, além dos pilares estarem enrijecendo a direção horizontal (KIMURA, 2018). Sendo assim, as combinações C1, C2, C5 e C6 são em relação a direção vertical (ângulos 90° e 270°) e possui maior enrijecimento. Como também as combinações C3, C4, C7 e C8 são em relação a direção horizontal (0° e 180°) e

apresentam um menor número de pórticos de travamento, resultando em uma estrutura mais instável com maiores valores nos coeficientes de estabilidade.

A direção vertical foi classificada como de nós fixos e não apresentou variação significativa entre os modelos estudados. Já a direção horizontal em todos os modelos analisados foi classificada de nós móveis, visto que o modelo T2P2 considerando os redutores de rigidez indicados pela norma apresentou menor resultado coeficiente γ_z , e também maior variação em relação ao valor de validação. Contudo, os outros modelos analisados apresentaram resultados constantes e igual ao valor de validação.

Assim, a Tabela 24 ilustra a variação do $M2^a$ dos demais autores em relação aos $M2^a$ encontrados no processo P- Δ . É possível observar que o modelo que utilizou os redutores de rigidez da NBR 6118 (2014) apresentou maior variação dos resultados comparação ao processo P- Δ . Além disso, o modelo utilizando os valores de Moreira (2014), obteve maior proximidade em relação aos valores de validação, justificando sua maior proximidade do coeficiente γ_z com o fator RM2M1.

Tabela 24– Variação do $M2^a$ do coeficiente γ_z em relação processo P- Δ modelo T2

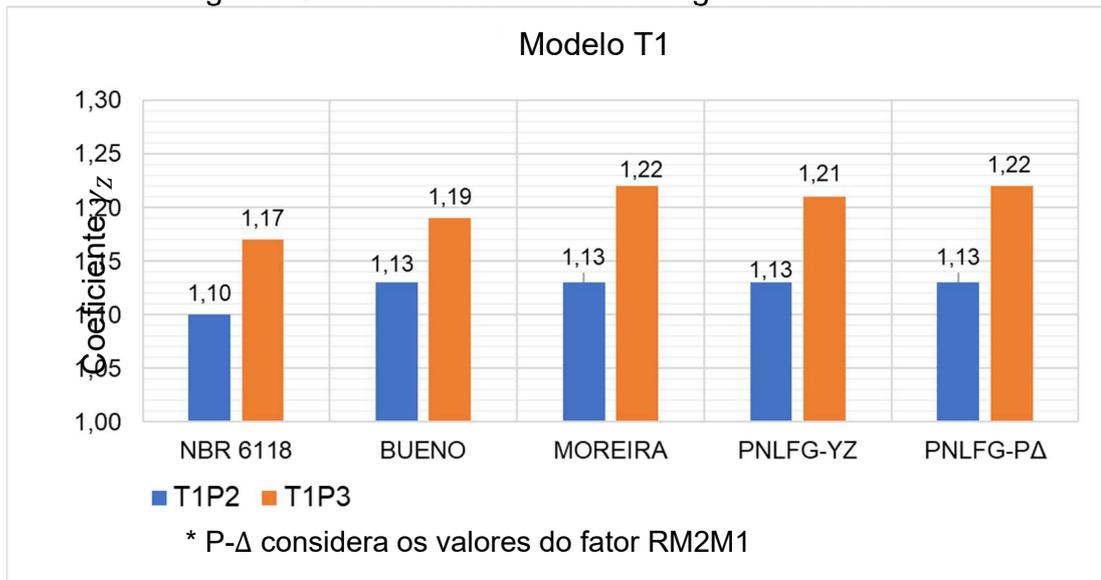
Redutores NLF	0° e 180°		90° e 270°	
	T2P2	T2P3	T2P2	T2P3
NBR 6118 (2014)	24%	31%	36%	39%
BUENO (2014)	9%	24%	17%	28%
MOREIRA (2018)	13%	20%	6%	3%
PNLFG- γ_z	11%	20%	4%	3%

Fonte: Elaboração própria

4.2.3 Resultados de estabilidade global

A Figura 20 apresenta os resultados do coeficiente γ_z e do fator RM2M1 obtidos a partir da simulação do modelo T1 no item 4.2.1. Visto que o mesmo apresentou valores iguais para todas as combinações, a variação dos valores dos coeficientes de estabilidade ocorreu apenas quando se alterou os valores dos redutores de rigidez de cada modelo.

Figura 20– Resultados estabilidade global modelo T1



Fonte: Elaboração própria

Ao avaliar os resultados do modelo T1P2 é possível observar que análise da estabilidade global considerando os redutores de rigidez indicados pela norma resultou em uma estrutura classificada inicialmente de nós fixos com coeficiente γ_z igual a 1,10. Já para o modelo de validação o PNLFG P-Δ o fator RM2M1 resultou em 1,13, sendo classificado como uma estrutura de nós móveis, representando uma variação de 2,65%. Como pode ser observado na Tabela 25, no qual apresenta variação de cada modelo analisado com o modelo de validação, demais modelos resultaram no mesmo valor encontrado tanto através do processo P-Δ, quanto processo simplificado do coeficiente γ_z .

Tabela 25 – Variação do coeficiente γ_z em relação ao RM2M1 do modelo T1

	2 Pav.	3 Pav.
NBR 6118 (2014)	2,65%	4,10%
BUENO (2014)	0%	2,46%
MOREIRA (2018)	0%	0%
PNLFG-YZ	0%	0,82%

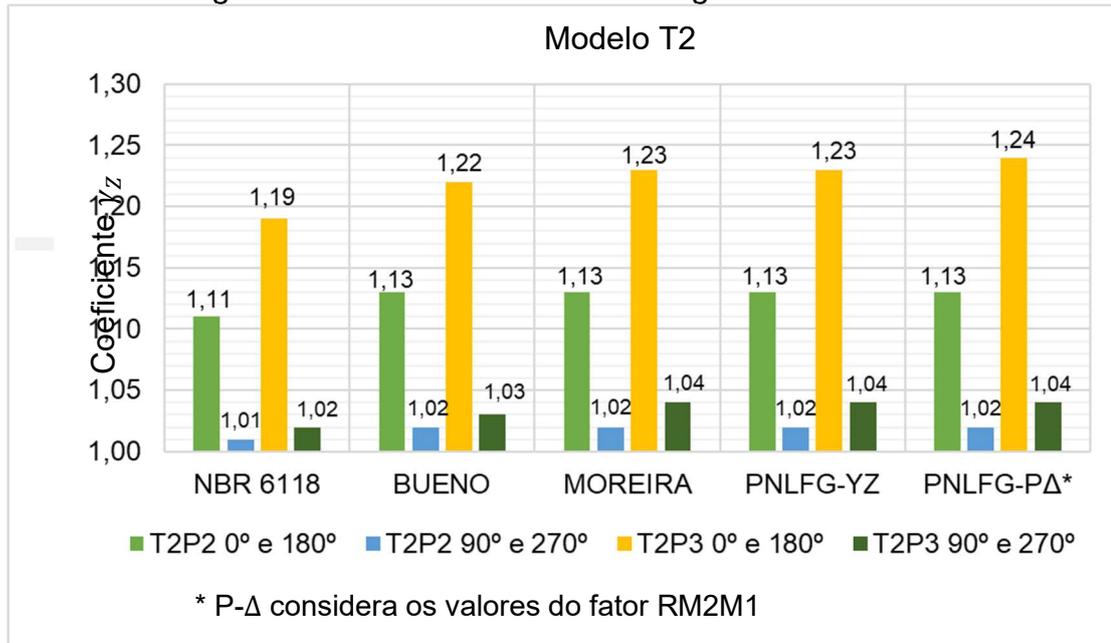
Fonte: Elaboração própria

Do mesmo modo, observa-se que o modelo T1 com três pavimentos apresentou variação significativa dos resultados. Ao comparar o processo P-Δ com os redutores de rigidez da NBR 6118 (2014) e Bueno (2014), obteve-se uma variação de 4,10 % e 2,46 %, respectivamente. Já os modelos que consideraram os redutores de rigidez indicados por Moreira (2018) e os valores encontrado por meio do PNLFG,

apresentaram uma variação de 0,82% em relação ao processo P– Δ . Isso demonstra que o coeficiente γ_z apresenta uma boa estimativa dos efeitos de segunda ordem.

A Figura 21 retrata os resultados finais do modelo T2, no qual, diferente do exemplo anterior, apresenta uma concepção estrutural assimétrica, resultando em coeficientes γ_z distintos em relação as duas direções principais do vento.

Figura 21- Resultados estabilidade global modelo T2



Fonte: Elaboração própria

A análise de resultados do modelo T2P2 na direção horizontal não apresentou variação significativa dos dados em comparação ao processo P– Δ . Entretanto, o modelo que considerou os redutores de rigidez da NBR 6118 (2014) apresentou uma variação de 1,80%, como pode ser observado na Tabela 26, no qual apresenta a variação do coeficiente γ_z em relação ao fator RM2M1, obtido com o modelo de validação.

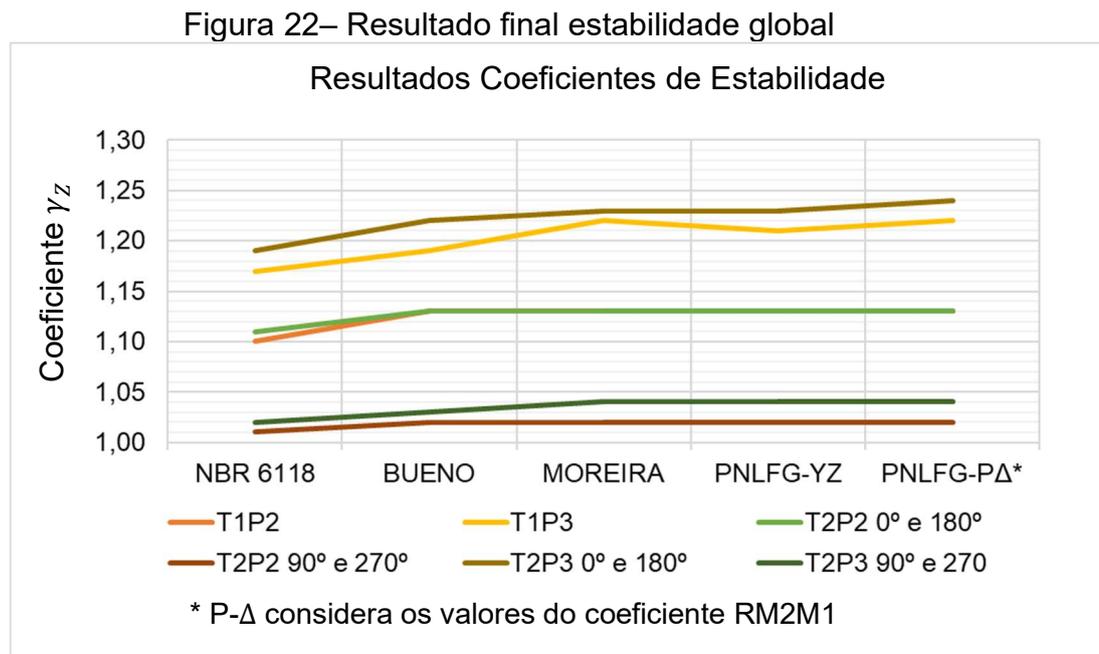
Tabela 26– Variação do coeficiente γ_z em relação ao RM2M1 do modelo T2

Redutores NLF	Horizontal		Vertical	
	T2P2	T2P3	T2P2	T2P3
NBR 6118 (2014)	1,80%	4,00%	1%	1,90%
BUENO (2014)	0%	1,60%	0%	1%
MOREIRA (2018)	0%	0,80%	0%	0%
PNLFG-YZ	0%	0,80%	0%	0%

Fonte: Elaboração própria

O modelo T2P3 na direção horizontal apresentou maior influência na variação dos redutores de rigidez, visto que a comparação dos resultados do modelo PNLFG P- Δ com os modelos que utilizaram os redutores indicados pela NBR 6118 (2014) e por Bueno (2014), apresentaram uma variação de 4,03% e 1,61% respectivamente. Já os redutores encontrados pelo PNLFG e os indicados por Moreira (2018), apresentaram uma variação de 0,81% em relação ao modelo PNLFGP- Δ , demonstrando que com uma consideração mais refinada da NLF nas estimativas dos efeitos de 2ª ordem o coeficiente γ_z apresenta resultados satisfatórios.

Na Figura 22 é possível observar o gráfico com a variação dos resultados do coeficiente de estabilidade global de todos os modelos analisados, no qual, a variação do redutor de rigidez influenciou todos os modelos estudados, incluindo os exemplos classificados como nós fixos.



Fonte: Elaboração própria

Os modelos com três pavimentos apresentaram maiores valores dos coeficientes de estabilidade. De acordo com Moncayo (2011), as ações verticais apresentam maior influência na estabilidade da edificação, dessa forma, os modelos com maior altura apresentam maior carregamento vertical, por apresentar mais pavimentos resultam em um maior coeficiente de estabilidade global.

Além disso, tanto os modelos que utilizaram os redutores de rigidez obtidos pelo processo do PNLFG e os indicados pelos estudos de Moreira (2018), resultaram

em estimativas do coeficiente γ_z , idênticas ou próximas ao processo P- Δ , demonstrando a eficiência do processo para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

4.3 Comparação Esforços na Base dos Pilares

Nesta seção, será verificada a influência da estimativa dos efeitos de 2ª ordem do coeficiente γ_z , por meio da comparação do momento fletor da base dos pilares obtidos através do Pórtico Espacial ELU. Para isso, foi utilizado o método de análise dos efeitos de 2ª ordem gerado pelo processo rigoroso P- Δ e pelo método simplificado do coeficiente γ_z .

4.3.1 Modelo T1P

As Tabelas 27 a 30 apresentam o momento fletor na base dos pilares do modelo T1, no qual, foi considerada a combinação C5 por apresentar maiores valores.

A Tabela 25 mostra os resultados do modelo T1 com dois pavimentos considerando os redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014).

Tabela 27– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo

T1P2N			
T1P2N			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	0,993	1,070	7,20%
P2	0,969	1,037	6,60%
P4	0,848	0,921	7,90%
P6	0,161	0,161	0,00%

* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

Como pode ser observado na Tabela 27, o P6 não apresentou variação em relação ao processo de estimativa dos efeitos de 2ª ordem, contudo, o pilar P4 apresentou uma variação máxima de 7,90%.

A Tabela 28 apresenta os resultados do modelo T1P2 considerando os redutores de rigidez obtidos por através do PNLFG.

Tabela 28– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T1P2 PNLFG

T1P2 PNLFG			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	1,104	1,204	8,31%
P2	1,067	1,159	7,94%
P4	0,871	0,964	9,65%
P6	0,259	0,266	2,63%

* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

Já nos resultados da Tabela 28, o modelo T1P2 PNLFG apresentou variação em todos os elementos, com uma variação mínima no P6 de 2,63% e uma variação máxima no P4 de 9,65%.

A Tabela 29 apresenta os resultados do modelo T1 com três pavimentos, considerando os redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014).

Tabela 29– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T1P3N

T1P3N			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	1,635	1,873	12,71%
P2	1,637	1,848	11,42%
P4	1,550	1,778	12,82%
P6	0,164	0,164	0,00%

* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

Novamente, no modelo T1P3N, o P6 não apresentou variação e o P4 apresentou uma variação máxima de 12,82%.

A Tabela 30 apresenta os resultados do modelo T1P3, considerando os redutores de rigidez obtidos por através do PNLFG.

Tabela 30– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T1P3PNLFG

T1P3 PNLFG			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	1,777	2,080	14,57%
P2	1,770	2,048	13,57%
P4	1,614	1,912	15,59%
P6	0,276	0,288	4,17%

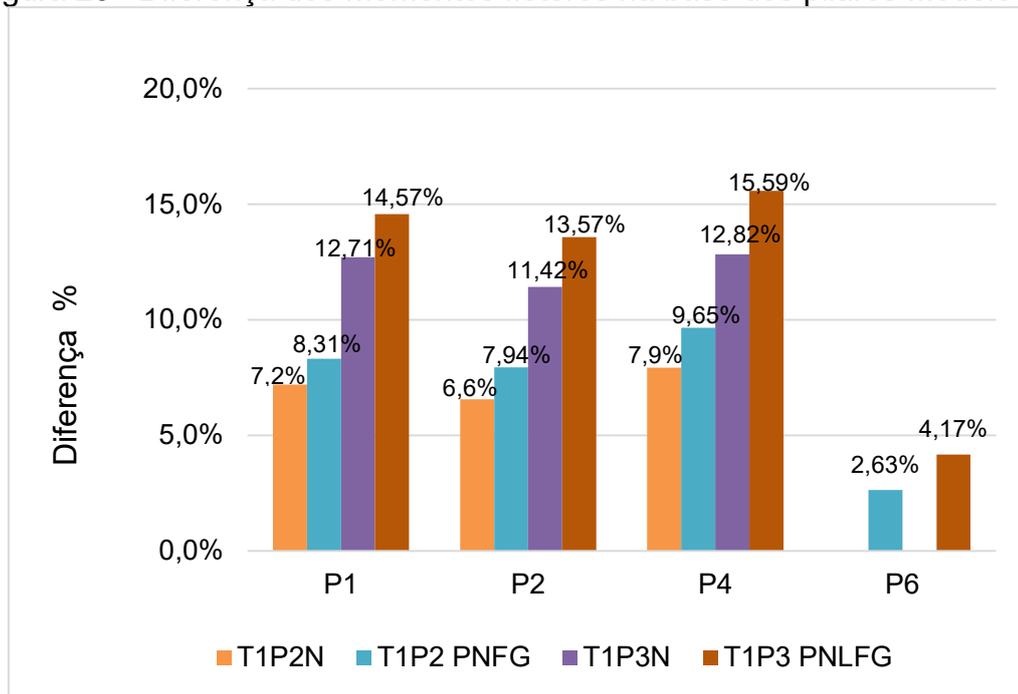
* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.
 ** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

Novamente, o exemplo contendo 3 pavimentos o pilar P6 apresentou a menor variação em todos os pilares do modelo T1P3 PNLFG e o pilar P4 de 15,59%.

A Figura 23 apresenta a diferença em porcentagem do momento da base do pilar obtidos com o processo simplificado de estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_z em relação ao processo de estimativa rigoroso do processo P- Δ .

Figura 23– Diferença dos momentos fletores na base dos pilares Modelo T1



Fonte: Elaboração própria

Através da análise da Figura 23, é possível observar que os modelos T1P2 independente do redutor de rigidez considerado, apresentaram uma diferença inferior a 10%, da mesma maneira o modelo T1P3 apresentou uma diferença de 15% entre os dois processos de estimativa. Contudo, a maior diferença foi observada nos

modelos que consideram os redutores de rigidez encontrados no PNLFG, uma vez que, no pilar P6 os modelos que utilizam os redutores de rigidez da NBR 6118 (2014) não apresentaram diferença entre os resultados dos momentos fletores.

Por outro lado, os parâmetros de estabilidade global dos modelos com dois pavimentos não apresentaram variação significativa em comparação ao processo de estimativa dos efeitos de 2ª ordem. Visto que, o modelo T1P2N apresentou os mesmos resultados nos parâmetros de estabilidade global, no qual, o coeficiente γ_z foi igual a 1,10 e o processo P- Δ resultou em um fator RM2M1 de mesmo valor. O mesmo foi observado para os modelos T1P2 PNLFG que resultou em 1,13 tanto para o coeficiente γ_z e o fator RM2M1.

Já para os modelos de três pavimentos, o T1P3N não apresentou variação nos parâmetros de estabilidade, visto que, o coeficiente γ_z e no fator RM2M1 resultaram em 1,17. No entanto, o modelo T1P3 PNLFG apresentou uma variação, do coeficiente γ_z igual a 1,21 e, no processo P- Δ resultou em um fator RM2M1 de 1,22. Apesar disso, essa diferença entre os parâmetros de estabilidade não provoca alteração significativa momentos finais, dessa forma, é evidente que o coeficiente γ_z apresentou boa estimativa dos efeitos de 2ª ordem

4.3.2 Modelo T2

As Tabelas 31 a 34 apresentam os momentos fletores da base dos pilares do modelo T2, neste caso a combinação C5 também apresentou maiores resultados nos esforços.

A Tabela 31 apresenta os valores do modelo T2P2 considerando os redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014). Assim, percebe-se que a variação dos dois processos de estimativa dos efeitos de segunda ordem, o pilar P8 apresentou uma variação máxima de 1,44% e o P1 uma variação mínima de 0,97%.

Tabela 31 - Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P2N

T2P2N			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	1,641	1,657	0,97%
P5	1,159	1,175	1,36%
P8	1,161	1,178	1,44%

* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 32 ilustra os valores do modelo T2P2, considerando os redutores de rigidez encontrado no PNLFG. Observa-se que a relação dos dois processos de estimativa dos efeitos de 2ª ordem, o pilar P6 apresentou uma diferença máxima de 0,68% e, o P1 mínima de 0,32%.

Tabela 32– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P2PNLFG

T2P2 PNLFG			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	1,862	1,868	0,32%
P5	1,324	1,333	0,68%
P8	1,328	1,337	0,67%

* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 33 apresenta os valores do modelo T2P3, considerando os redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014). Da mesma forma, o modelo T2P3N também apresentou uma pequena variação na relação do processo de estimativa do processo de 2ª ordem, onde o mesmo resultou em uma variação máxima no pilar P1 de 2,12% e mínima de 2,01%.

Tabela 33– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P3N

T2P3N			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	4,347	4,441	2,12%
P5	3,854	3,933	2,01%
P8	3,857	3,936	2,01%

* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 34 apresenta os valores do modelo T2P3, considerando os redutores de rigidez encontrado no PNLFG. Do mesmo modo, os dois processos de estimativa apresentam uma variação máxima no pilar P5 de 3,33% e mínima no P1 de 2,79%.

Tabela 34– Comparativo dos momentos fletores na base dos pilares do modelo T2P3PNLFG

T2P3 PNLFG			
Pilar	γ_z *(Tf.m)	P- Δ **(Tf.m)	Diferença %
P1	5,023	5,167	2,79%
P5	4,445	4,598	3,33%
P8	4,449	4,602	3,32%

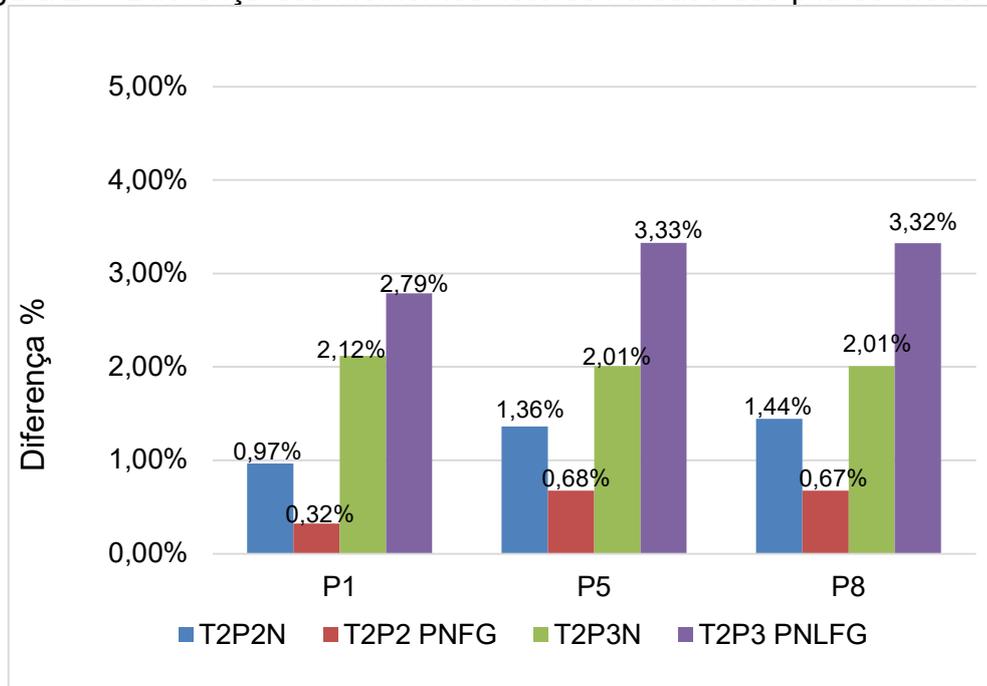
* Processo γ_z para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

** Processo P- Δ para estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Fonte: Elaboração própria

A Figura 24 apresenta os resultados da diferença dois processos de estimativa dos efeitos de segunda ordem, no qual foi realizada a relação entre os momentos da base do pilar obtidos pelo processo simplificado do coeficiente γ_z , com os momentos da base do pilar do processo de estimativa P- Δ .

Figura 24– Diferença dos momentos fletores na base dos pilares Modelo T2



Fonte: Elaboração própria

É importante destacar que as variações foram inferiores a 5% em todos os casos analisados, dessa forma, esses acréscimos de esforços são tão pequenos que não apresentam uma influência significativa na avaliação global da estrutura.

Além disso, em ambos os processos de estimativa dos coeficientes de estabilidade global não apresentaram grandes variações, uma vez que o modelo T2P2 resultou em um coeficiente γ_z igual à 1,11 e o processo P- Δ resultou em um fator RM2M1 igual à 1,11.

O mesmo pode ser observado no modelo T2P2 PNLFG, no qual, ambos fatores resultaram em um coeficiente de estabilidade global igual à 1,13. Já os modelos T2P3 apresentaram uma pequena variação em ambos os coeficientes de estabilidade global, visto que, o modelo T2P3N resultou em um coeficiente γ_z igual à 1,19 e, o processo P- Δ resultou em um fator RM2M1 igual à 1,20.

Da mesma maneira, o modelo T2P3 PNLFG apresentou uma pequena variação, com o coeficiente γ_z igual à 1,23 e o fator RM2M1 à 1,24. A partir desse contexto, essa variação pode ser considerada insignificante, pois em ambos os modelos os acréscimos dos esforços foram inferiores a 5%, e não apresentou em uma influência significativa nos esforços da estrutura. Visto que a NBR 6118 (2014) orienta sempre que as solicitações ou reações de esforços nas estruturas forem inferiores a 10%, as mesmas podem ser desprezadas.

Levando em consideração esses aspectos, pode-se afirmar que da mesma maneira que o modelo anterior, o coeficiente γ_z também apresentou uma boa estimativa dos efeitos de 2ª ordem em edificações de pequeno porte.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foi avaliado o erro da utilização do coeficiente γ_Z na análise dos efeitos de segunda ordem em estruturas de dois e três pavimentos, por meio da verificação da estabilidade global de dois modelos hipotéticos estudados por Kimura (2018). Assim, pode-se destacar que em ambos os modelos estudados, a análise de estabilidade por meio do coeficiente γ_Z apresentou melhores resultados quando considerada a correta aproximação dos efeitos da NLF.

Além disso, é importante destacar que os estudos dos redutores de rigidez encontrados neste trabalho apresentaram valores diferentes em comparação aos indicados pela NBR 6118 (2014). Foi possível verificar que a utilização do coeficiente γ_Z considerando os redutores de rigidez indicados pela norma, apresentou maior variação em relação aos valores de validação do processo P- Δ em todos os modelos estudados. Logo, o modelo T1 com 2 pavimentos, apresentou um coeficiente $\gamma_Z = 1,10$, no qual, segundo a NBR 6118 (2014), é uma condição em que a estrutura é classificada como sendo de nós fixos e conseqüentemente os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados. Contudo, ao avaliar o mesmo modelo, mas, considerando os redutores de rigidez encontrados pelo PNLFG, foi identificado coeficiente de estabilidade de 1,13 onde, de acordo com NBR 6118 (2014), a estrutura é classificada como de nós móveis, sendo obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Na mesma perspectiva, os resultados do coeficiente γ_Z obtidos considerando os redutores de rigidez indicados pelos estudos de Bueno (2014) apresentaram uma menor aproximação com os valores de validação do processo P- Δ . Por outro lado, os redutores de rigidez indicados por Moreira (2018) e os obtidos pelo PNLFG foram os que mais se aproximaram dos resultados de finais de validação.

Diante desse contexto, também foi avaliado a estimativa dos efeitos de 2ª ordem do coeficiente γ_Z através da comparação com os resultados obtidos com a estimativa do processo P- Δ . Visto que, o coeficiente γ_Z apresentou uma pequena variação em relação ao processo P- Δ , e os esforços obtidos foram bastante similares em ambos os processos de estimativa.

Assim, é possível afirmar que no presente trabalho o coeficiente γ_Z apresentou uma boa estimativa dos efeitos de segunda ordem em edificações de pequeno porte. Nesse sentido, destaca-se que é importante maiores estudos a respeito da

consideração dos redutores de rigidez como forma aproximada da NLF, uma vez que em ambos autores apresentaram valores bastante distintos. Além disso, foi possível observar que a consideração aproximada da NLF apresenta uma influência significativa nos parâmetros de estabilidade global da estrutura.

Como sugestão para trabalhos futuros indico a avaliação dos redutores de rigidez na estimativa dos efeitos de segunda ordem através do coeficiente γ_z com diferentes concepções estruturais onde, as estruturas apresentem variações nas dimensões de vigas e pilares, e diferentes vão efetivos no mesmo modelo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

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

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

Banki, André Luiz. **Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis SC, 1999.

BUENO, Mônica Maria Emerenciano. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade Global em estruturas de concreto armado**. 2009. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília DF, 2009.

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

CARMO, Regina Maria dos Santos. **Efeitos de segunda ordem em edificações de concreto armado**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos SP, 1995.

CARVALHO, Roberto Chust; Pinheiro, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – segundo a NBR 6118:2003**. 3.ed. São Paulo: EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2013.

COTTA, Igor Frederico Stoianov. **Desenvolvimento de programa livre para análise de pórtico tridimensionais considerando-se a não linearidade geométrica, fissuração do concreto e ligações semirrígidas**. 2007. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos. Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, São Carlos SP, 2007.

IBRACON. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de aplicação**. 1. ed. São Paulo: IBRACON, 2015.

JUNGES, Elisabeth; LA ROVERE, Henriette Lebre; LORIGGIO, Daniel Domingues. Análise de segunda ordem global de estruturas de concreto armado utilizando programas computacionais de dimensionamento. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió. **Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto**, 2012. Disponível em:

https://www.researchgate.net/publication/276934332_Analise_de_segunda_ordem_global_de_estruturas_de_concreto_armado_utilizando_programas_computacionais_e_dimensionamento. Acesso em: out. 2020.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

KOERICH, Rodrigo Broering; Loriggio, Daniel Domingues. Análise da estrutura com a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem através do processo P-Delta. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de aplicação**. IBRACON ed. 1, p. 244-257, 2015.

Lacerda, Maiza Moana Silva; FLORÊNCIO, Ágatha cristine; SILVA, Wellington Andrade. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 9, n. 2, 9 out. 2014. (D.O.I. 10.5216/reec.v9i2.28875). Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/28875>. Acesso em: out. 2020.

LIMA, Juliana Soares. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: Desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos SP, 2001.

LOPES, Arlindo Pires; SANTOS, Gláucyo de Oliveira; SOUZA, André Luiz A. C. Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**. v. 5, n. 7, p. 9-19, set. 2005. Disponível em: http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art2_N7.pdf. Acesso em: out. 2020

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced concrete: Mechanics and design**. 6th ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2011.

MEDEIROS, Sérgio Ricardo Pinheiro. Módulo TQS para análise não linear geométrica de pórticos espaciais. **TQSNEWS**. São Paulo. 1999, n. 12, p. 15-18, fev.1999. Disponível em: <http://download.tqs.com.br:8080/download/JornalTQS12.pdf>. Acesso em: out. 2020.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos SP, 2011.

MOREIRA, Luan Matheus; MARTINS, Carlos Humberto. Estruturas de pequeno porte em concreto armado: consideração aproximada da não-linearidade física para análise da estabilidade global. **Revista IBRACON Estruturas Materiais**, São Paulo, v. 11, n. 1, p. 1-25, fev. 2018. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952018000100001&lng=en&nrm=iso. Acesso em: out. 2020.

MOREIRA, Luan Matheus. **Não linearidade física aproximada para estruturas de pequeno porte em concreto armado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia programa de Pós graduação em Engenharia Civil, Maringá PR, 2016.

OLIVEIRA, Danielle Meireles; SILVA, Ney Amorim; OLIVEIRA, Priscilla Meireles; Ribeiro, Carmen Couto. Análise Estatística da Variação dos Efeitos de Segunda Ordem com a Altura dos Pavimentos nos Edifícios de Concreto Armado. **Revista IBRACON Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 10, n. 2, p. 333-357, abr. 2017. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952017000200333&lng=en&nrm=iso. Acesso em: out. 2020.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos SP, 1997.

RIBEIRO, Jairo Fonseca. **Estabilidade global em edifícios: Análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. 2010. Trabalho de conclusão de curso (Trabalho de diplomação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia departamento de Engenharia Civil. Porto Alegre RS, 2010.

SILVA, Roberto Márcio da. **Análise não-linear de pórticos planos de concreto armado: Modelagem numérica e avaliação dos métodos aproximados**. 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos SP, 1996.

TQS INFORMÁTICA. **Manual de usuário do CAD/TQS: análise estrutural**. São Paulo: TQS Informática, 2020. Disponível em: <http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3177&language=pt-BR>. Acesso em: out. 2020.

KIMURA, Alio. Software e os Efeitos de 2ª Ordem - Aço e Concreto. **Jornal TQS NEWS**, São Paulo, FEV 2010. Nº 30. Disponível em: <<http://download.tqs.com.br:8080/download/JornalTQS30.pdf>> Acesso em: fev. 2021.