



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Paulo Ricardo de Sousa Silva

ANÁLISE DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES EM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO E SUA INFLUENCIA NO COEFICIENTE γ_Z

Palmas – TO

2019

Paulo Ricardo de Sousa Silva

ANÁLISE DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES EM ESTRUTURA DE CONCRETO
ARMADO E SUA INFLUENCIA NO COEFICIENTE γ_Z

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Msc. Roldão Pimentel de Araújo Junior.

Palmas – TO

2019

Paulo Ricardo de Sousa Silva
ANÁLISE DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES EM ESTRUTURA DE CONCRETO
ARMADO E SUA INFLUENCIA NO COEFICIENTE γ_Z

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Msc Roldão Pimentel de Araújo Junior.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

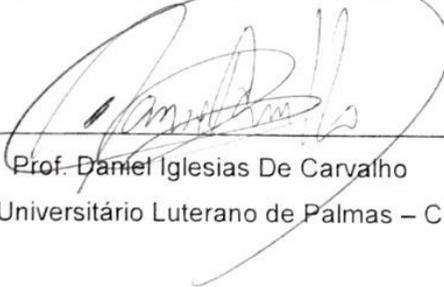


Prof. Msc. Roldão Pimentel de Araújo Junior
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Msc. Denis Cardoso Parente
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Daniel Iglesias De Carvalho
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO
2019

AGRADECIMENTOS

A meus pais, Francisco das Chagas e Dourismar por me apoiarem na idealização desse sonho desde o início ao final da graduação, bem como minhas irmãs pelo apoio conjunto.

Aos meus tios Edilene e João pelo apoio durante minha caminhada, sem vocês a concretização desse sonho também não seria possível.

Ao meu orientador Roldão Pimentel de Araújo Junior, pelas orientações e pelas opiniões que fizeram ser possível a concretização desse trabalho.

À todas as minhas amizades, e em especial à minha amiga Anna Kelre por dividir opiniões, conselhos e me ajudar no experimento em diversas etapas, Às minhas amigas Kamila, Karoline, Larissa por estarem comigo não apenas nessa mas em várias etapas fundamentais na minha vida.

A Deus pelo dom da vida.

“Aqui no entanto nós não olhamos para trás por muito tempo,
Nós continuamos seguindo em frente,
abrindo novas portas e fazendo coisas novas,
Porque somos curiosos...e a curiosidade continua nos conduzindo por novos caminhos.
Siga em frente.”

-Walt Disney

RESUMO

SILVA, Paulo Ricardo de Sousa. **ANÁLISE DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E SUA INFLUÊNCIA NO COEFICIENTE γ_z** . 2019. 40f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação)- Curso de engenharia civil. Centro Universitário Luterano de Palmas. Palmas-TO. 2019.

O presente trabalho tem por objetivo analisar a influência das ligações viga-pilar semirrígidas na estabilidade global da estrutura por meio do coeficiente γ_z , para tal foi utilizado o software comercial Eberick V8, no software foram simulados 3 modelos estruturais de uma mesma edificação e foi alterada a rigidez do engaste nos nós semirrígidos dos principais pórticos de contraventamento da estrutura. As seções das vigas e dos pilares foram alteradas em alguns pontos de forma a estrutura ser processada com menor quantidade de erros possível, bem como ser compatível com a arquitetura dela. Com os resultados percebe-se que a alteração da rigidez das ligações semirrígidas impacta na deslocabilidade global da estrutura, bem como na quantidade de concreto e aço utilizado na mesma. Por fim, é recomendado que se observe a necessidade de se adotar ligações semirrígidas na estrutura afim de torná-la estável e com a maior economia de materiais possível.

Palavras-chave: Análise estrutural, Pórtico, Contraventamento, estruturas, reforço estrutural, rigidez, deslocamento.

ABSTRACT

SILVA, Paulo Ricardo de Sousa. **ANALYSIS OF RIGIDITY OF CONNECTIONS IN ARMED CONCRETE STRUCTURES AND THEIR INFLUENCE ON THE COEFFICIENT γ_z** . 2019. 40f. Course conclusion work (Undergraduate) - Civil Engineering Course. Lutheran University Centre of Palmas. Palmas-TO. 2019.

The present work aims to analyze the influence of semi-rigid beam-column connections on the overall stability of the structure by means of the γ_z coefficient. For this purpose, the commercial software Eberick V8 was used. The software simulated 3 structural models of the same building and was altered the rigidity of the semi-rigid crimping the nodes of the main gateways to brace the structure. The sections of the beams and pillars have been altered at some points so that the structure will be processed with as few errors as possible and be compatible with its architecture. The results show that the change in rigidity of the semi-rigid connections impacts the overall dislocation of the structure, as well as the amount of concrete and steel used in it. Finally, it is recommended to note the need for semi-rigid connections in the structure in order to make it stable and with the highest possible material economy.

Keywords: Structural analysis, Gantry, Bracing, structures, structural reinforcement, stiffness, displacement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Nó de pórtico	13
Figura 2 – Pórtico com ligações rígidas	14
Figura 3 – Pórtico com ligações articuladas	14
Figura 4 – Pórtico com ligações semirrígidas	14
Figura 5 – Nomenclatura usual para nós de pórticos	15
Figura 6 – Fissuração em nós em decorrência das rotações relativas	16
Figura 7 – Efeitos de 1º ordem	17
Figura 8 – Efeitos de 2º ordem	18
Figura 9 – Efeitos de 2º ordem, localizados, globais e locais	19
Figura 10 – Gráfico tensão-deformação, análise linear (a) e análise não-linear (b)	20
Figura 11 – Gráfico da relação momento curvatura	21
Figura 12 – Reações na barra vertical indeformada	22
Figura 13 – Reações na barra vertical indeformada	23
Figura 14 – Equilíbrio de elemento estrutural	25
Figura 15 - Planta baixa da edificação	28
Figura 16 – Pilares	29
Figura 17 – Pórtico analisado pelo experimento	30
Figura 18 – Pórtico analisado pelo experimento	31
Figura 19 – Planta de forma do pórtico.....	32
Figura 20 – Configurações da análise.....	32
Figura 21 – Resultados.....	32
Figura 22 - Deslocamentos na direção X e na direção Y	33
Figura 23- Momentos fletores na viga 4 com redução de 20% no engaste	35
Figura 24 - Momentos fletores na viga 4 com redução de 30% no engaste.....	35
Figura 25 - Momentos fletores na viga 4 com redução de 10% no engaste.....	35
Figura 26- Momentos fletores na viga 12 com redução de 20% no engaste.....	36
Figura 27- Momentos fletores na viga 12 com redução de 30% no engaste.....	36
Figura 28- Momentos fletores na viga 12 com redução de 10% no engaste.....	37
Figura 29- Momentos fletores na viga 21 com redução de 30% no engaste.....	37
Figura 30- Momentos fletores na viga 21 com redução de 20% no engaste.....	37
Figura 31- Momentos fletores na viga 21 com redução de 10% no engaste.....	38
Figura 32- Momentos fletores na viga 26 com redução de 30% no engaste.....	38

Figura 33- Momentos fletores na viga 26 com redução de 20% no engaste.....	38
Figura 34- Momentos fletores na viga 26 com redução de 10% no engaste.....	39
Figura 35- Momentos fletores na viga 28 com redução de 10% no engaste.....	39
Figura 36- Momentos fletores na viga 28 com redução de 20% no engaste.....	39
Figura 37- Momentos fletores na viga 28 com redução de 10% no engaste.....	40
Figura 38- Momentos fletores na viga 30 com redução de 30% no engaste.....	40
Figura 39- Momentos fletores na viga 30 com redução de 20% no engaste.....	40
Figura 40- Momentos fletores na viga 30 com redução de 10% no engaste.....	41
Figura 41- Momentos fletores na viga 48 com redução de 30% no engaste.....	41
Figura 42- Momentos fletores na viga 48 com redução de 20% no engaste.....	41
Figura 43- Momentos fletores na viga 48 com redução de 10% no engaste.....	42
Figura 44- Momentos fletores na viga 57 com redução de 30% no engaste.....	42
Figura 45- Momentos fletores na viga 57 com redução de 20% no engaste.....	42
Figura 46- Momentos fletores na viga 57 com redução de 10% no engaste.....	43
Figura 47 - Consumo de aço CA 50 e CA 60	45
Figura 48 - Consumo de concreto em M3	45
Figura 49- Consumo de aço em kg por m3 de concreto.....	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Resultado da análise do coeficiente γ_z	33
Tabela 2- Deslocamentos na direção X e na direção Y.....	34
Tabela 3- Consumo de aço com redução de 10% nos engastes	43
Tabela 4- Consumo de aço com redução de 30% nos engastes	44
Tabela 5- Consumo de aço com redução de 20% nos engastes.....	44
Tabela 6-Consumo de concreto em m ³	45

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CEULP	Centro Universitário Luterano de Palmas
NBR	Norma Brasileira
ULBRA	Universidade Luterana do Brasil

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.3 OBJETIVOS	12
1.3.1 Objetivo Geral	12
1.3.2 Objetivos Específicos	12
1.4 JUSTIFICATIVA	12
2 REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL	14
2.2 LIGAÇÃO VIGA-PILAR	14
2.3 ESTABILIDADE GLOBAL	17
2.3.1 Efeitos de 1ª e 2ª ordem	17
2.3.2 Não linearidade física e relação momento curvatura	19
2.3.3 Não-linearidade geométrica	20
2.4 PARÂMETROS DE VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE GLOBAL	21
2.4.1 Parâmetro de instabilidade (α)	22
2.4.2 Coeficiente γ_Z	23
2.4.3 Processo P-Delta	24
2.4.4 Método da carga lateral fictícia	24
2.4.5 Importância da rigidez das ligações na estabilidade global da estrutura .	25
3 METODOLOGIA	27
3.1 SEÇÃO DOS PILARES E VIGAS	27
3.2 PARAMETROS PARA ANÁLISE	27
3.3 ARQUITETURA DA EDIFICAÇÃO E CARGAS ACIDENTAIS	28
3.3 AÇÃO DOS VENTOS NA ESTRUTURA	29
4.0 RESULTADOS E DISCUSSÕES	30
5.0- CONCLUSÃO	47
REFERÊNCIAS	48

1 INTRODUÇÃO

A urbanização das cidades é um fenômeno constante que decorre do aumento populacional (BORGES, 2017). Com isso, as áreas destinadas a construção civil ficam cada vez mais limitadas, sendo assim a verticalização das construções é algo natural em decorrência do espaço disponível.

Em consequência o crescimento nos grandes centros demanda cada vez mais estruturas mais esbeltas (CAMICIA, 2017), o que por sua vez demanda cálculos estruturais e análises mais complexas a respeito de estabilidade e estruturas.

Quanto mais alta a estrutura maior as solicitações em decorrência de esforços laterais, em casos cujo a estrutura seja muito esbelta podem ser considerados efeitos de segunda ordem (OLIVEIRA et al, 2013), efeitos de segunda ordem surgem quando é necessária verificação do equilíbrio da estrutura, sendo assim as forças atuantes agem em conjunto com o deslocamento, produzindo esforços adicionais, sabe-se que em algumas estruturas mais rígidas os deslocamentos horizontais são pequenos, portanto os esforços de segunda ordem possuem pouca relevância na estabilidade global da estrutura. Porém em estruturas muito flexíveis, o deslocamento horizontal é significativamente alto, sendo assim, é preciso considerar esforços de segunda ordem.

Para garantir a estabilidade global da estrutura é necessário dispor os elementos estruturais de forma a resistir aos esforços solicitantes na estrutura. Há várias formas de se atender a essa solicitação, uma que pode ser citada é a disposição dos pilares, que é feita acompanhando o projeto arquitetônico da estrutura afim de se conhecer suas limitações e necessidades a serem atendidas. (SANTOS, 2016)

Segundo Santos (2016), a rigidez das ligações é um fator de destaque tendo em vista as ações horizontais, uma vez que as mesmas auxiliam na distribuição de esforços pela estrutura. Essas ligações em sua maioria são consideradas como totalmente rígidas, porém a existência de rotações relativas pode alterar a rigidez do nó.

No contexto de ligações rígidas, trabalho como os de Ferreira (1999) e Alva (2004), realizaram experimentos que permitiram comprovar a existência de rotações relativas nos nós das estruturas, justificando assim estudos mais aprofundados afim de se conhecer mais sobre análise estrutural.

Sendo assim, a análise estrutural levando em consideração as ligações como sendo semirrígidas implica diretamente na estabilidade global da estrutura (NEVES,

2016). Portanto esse trabalho se justifica na necessidade de se conhecer mais a respeito das ligações semirrígidas em pórticos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar o quanto a alteração da rigidez do edifício em estudo nas ligações viga-pilar dos principais pórticos de contraventamento, pode alterar a estabilidade global da estrutura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar a estabilidade global da estrutura de acordo com o coeficiente γ_Z ;
- Comparar os esforços solicitantes nas vigas dos principais pórticos;
- Avaliar quantitativo de materiais de acordo com a alteração dos esforços solicitantes no pórtico

1.3 JUSTIFICATIVA

A escolha do tema se dá pelo fato da necessidade e pelo aprimoramento de cálculos estruturais tendo em vista que os mesmos buscam uma representação melhor da realidade.

Com o crescimento demográfico nos centros urbanos surgiu necessidade de verticalização das estruturas em decorrência de pouco espaço disponível para novas construções (BORGES, 2017) e isso conseqüentemente, gerou estruturas cada vez mais flexíveis. Sendo assim estruturas mais esbeltas exigem um cálculo estrutural mais apurado para que assim se tenha uma análise melhor do comportamento global da estrutura. Portanto não deve ser ignorada a análise global da estrutura e nem suas conseqüências aos itens de projeto.

Segundo Santos (2016), quanto maior o número de pavimentos maiores tende a ser os efeitos de segunda ordem. Os efeitos de segunda ordem têm impacto significativo sobre um parâmetro prescrito pela NBR 6118:2014 conhecido como coeficiente γ_Z (ANDRADE, 2018).

No cálculo estrutural se considera as ligações viga-pilar da estrutura como sendo totalmente rígidas, porem o que ocorre é um engaste parcial das ligações, o

que tem como consequência um comportamento estrutural diferente do que se espera em cálculo. Isto pode ser justificado pela falta de estudos que tenham por objetivo analisar os nós em pórtico

A redução da rigidez das ligações afeta significativamente o comportamento global da estrutura, em suas ligações viga-pilar e conseqüentemente no deslocamento horizontal da estrutura e por conseguinte, nos efeitos de segunda ordem.

Uma maior compreensão a respeito do comportamento dos nós de pórtico pode contribuir para a geração de modelos espaciais que fiquem próximos á realidade. Portanto o presente trabalho justifica-se na necessidade de se conhecer quais os impactos que podem ser gerados na alteração da rigidez da ligação na estrutura em sua estabilidade global, analisando se os possíveis resultados têm impacto significativo na estabilidade da estrutura.

,

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é a etapa fundamental no projeto de uma estrutura de concreto armado. Adotando-se um modelo estrutural e considerando-se as ações as quais a estrutura está submetida, a fim de se obter informações sobre o comportamento estrutural verificando-se os estados limites últimos e de serviço de acordo com a NBR 6118:2014.

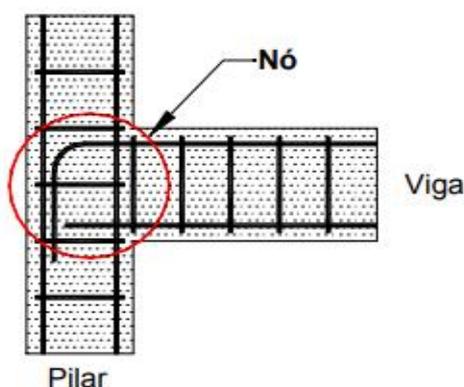
A NBR 6118:2014 permite diferentes tipos de análises estruturais que melhor comportsm a estrutura, são elas: Análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não-linear, análise através de modelos físicos.

Através dos resultados obtidos pela análise da estrutura, serão então dimensionados os elementos que compõe a mesma.

2.2 LIGAÇÃO VIGA-PILAR

As ligações viga-pilar ou nós de pórtico como também são conhecidas, são regiões geradas pela união das vigas com os pilares. De acordo com Alva (2004) nessas regiões há a concentração de tensões normais e tangenciais, além de diversas variáveis que influenciam no detalhamento e na geometria dos elementos conectados, Santos (2016), conforme pode ser visualizada na Figura 1:

Figura 1 – Nó de pórtico

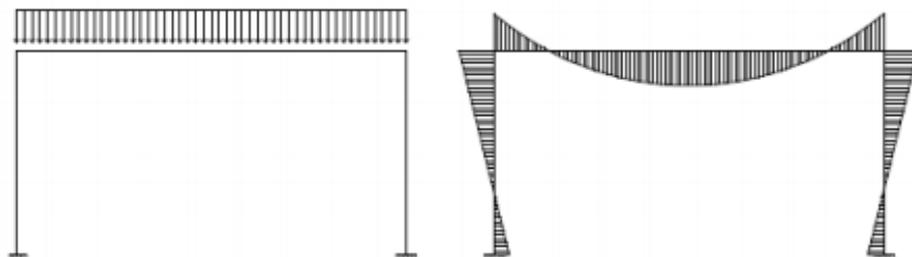


Fonte: Alva, 2004

O conhecimento a respeito do comportamento estrutural das ligações viga-pilar é imprescindível para seu dimensionamento. A classificação das ligações quanto sua rigidez é dada por:

- **Ligações Rígidas:** são ligações que transmitem momentos fletores por completo, conforme pode ser visualizada na Figura 2:

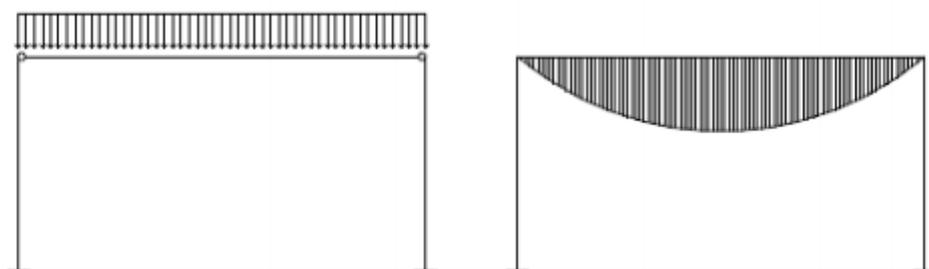
Figura 2 – Pórtico com ligações rígidas



Fonte: Galvão, Gonçalves e Silveira (2004).

- **Ligações Articuladas:** São ligações que não transmitem momentos fletores, conforme pode ser visualizado na Figura 3.

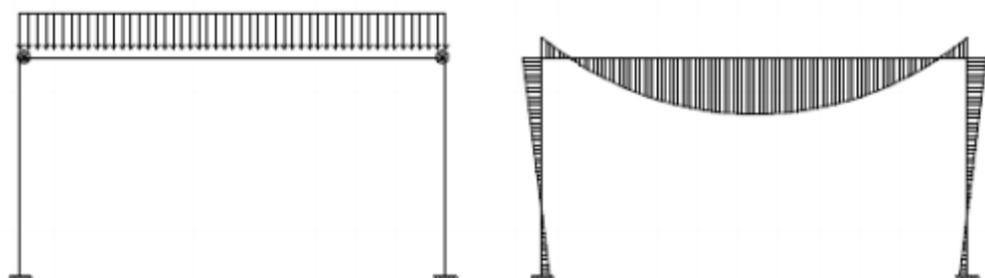
Figura 3 – Pórtico com ligações articuladas



Fonte: Galvão, Gonçalves e Silveira (2004).

- **Ligações Semirrígidas:** São ligações que transmitem parcialmente os momentos fletores, conforme o ilustrado na figura 4.

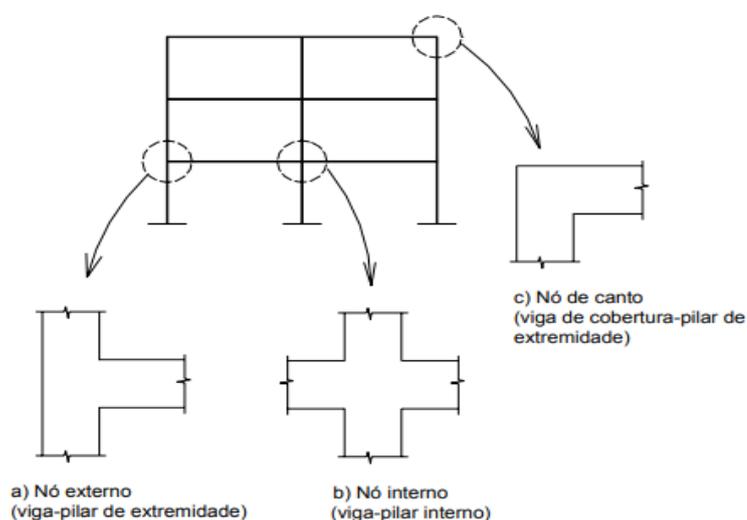
Figura 4 – Pórtico com ligações semirrígidas



Fonte: Galvão; Gonçalves; Silveira, 2004

No que diz respeito a sua localização na estrutura os nós podem ser compreendidos como: Nós externos, nós internos e nós de canto, conforme é visualizado na figura 5:

Figura 5 – Nomenclatura usual para nós de pórticos.

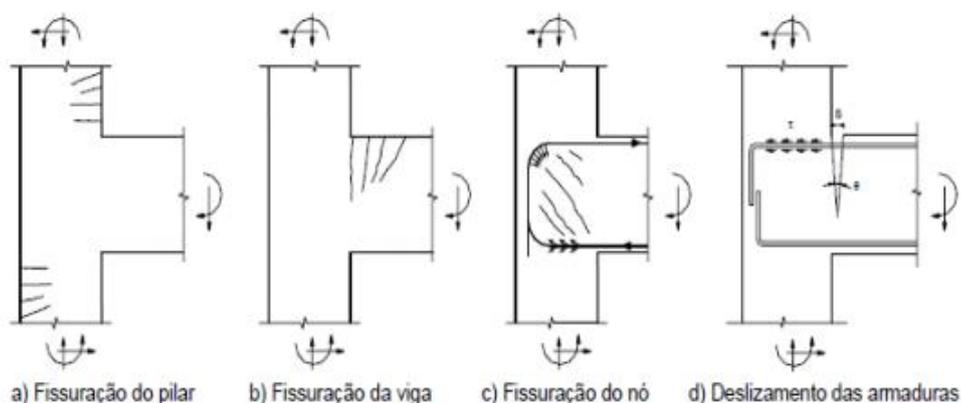


Fonte: Alva, 2004

Usualmente nas análises estruturais de estruturas de concreto armado, as ligações são consideradas monolíticas. Sendo assim não há rotações relativas nos elementos interligados. Entretanto, estudos realizados por Alva (2004) e Ferreira (1999) mostram que no modelo real as ligações podem apresentar um engastamento parcial. Como consequência desse comportamento semirrígido os nós tendem a alterar a distribuição de esforços na estrutura de concreto armado.

Ferreira (1999) e Alva (2004) em seus experimentos, comprovaram a existência de rotações relativas em nós de pórtico, o que tem como consequência a fissuração dos elementos, como mostra a Figura 6:

Figura 6 – Fissuração em nós em decorrência das rotações relativas



Fonte: Neves, 2016 apud Alva, 2004

2.3 ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global é um algo fundamental na elaboração de projetos estruturais, pois visa garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação que representa perda da capacidade da estrutura de absorver os esforços solicitantes (ZUMAETA, 2016).

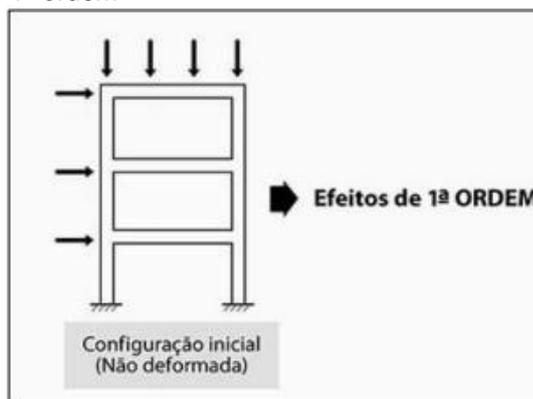
A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem. Em outras palavras, quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura (KIMURA, 2007).

A NBR 6118:2014 prescreve que é imprescindível a análise da estabilidade global antes de se fazer um projeto estrutural, e na mesma obrigatoriamente devem ser considerados os chamados efeitos de segunda ordem os quais a estrutura está submetida a fim de se conhecer se a mesma é estável.

2.3.1 Efeitos de 1ª e 2ª ordem

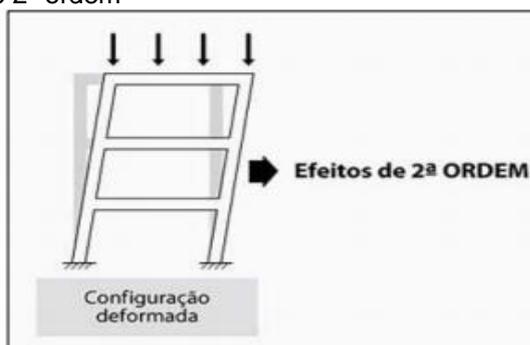
Analisando-se as condições de estabilidade da estrutura, são obtidos os deslocamentos e os esforços solicitantes internos, estes são conhecidos como efeitos de primeira ordem. Nos efeitos de segunda ordem, são consideradas também as ações dos efeitos de 1ª ordem somadas aos efeitos gerados pela análise da deformada da estrutura (BORGES apud CECCON, 2017), conforme são visualizadas as Figuras 7 e 8.

Figura 7 – Efeitos de 1ª ordem



Fonte: Kimura, 2007

Figura 8 – Efeitos de 2ª ordem



Fonte: Kimura, 2007

Conhecer e avaliar esses efeitos é de suma importância para conhecer o comportamento da estrutura do edifício, uma vez que os mesmos estão presentes em praticamente todas as estruturas de múltiplos pavimentos (KIMURA,2007).

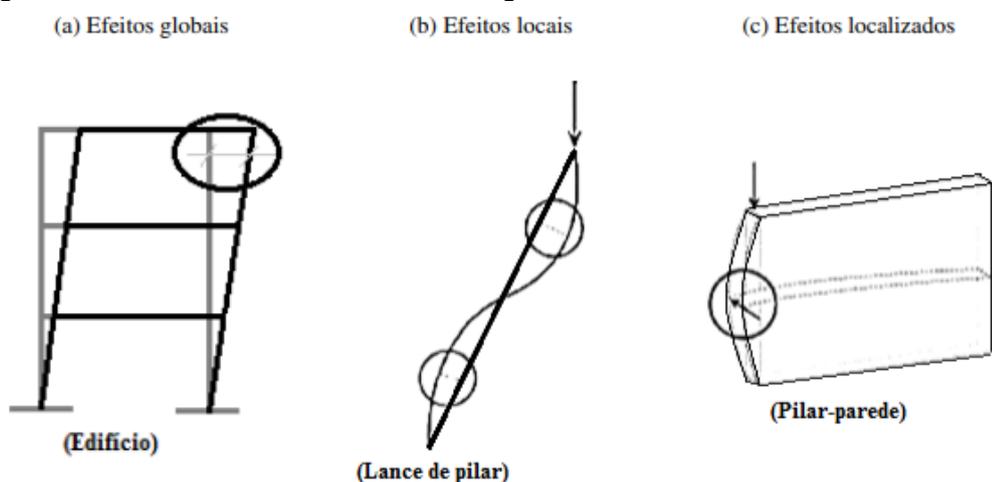
Segundo a NBR 6118:2014, os efeitos de 2ª ordem podem ser desconsiderados uma vez que não sejam superiores a 10% das ações relevantes na estrutura, do contrário os mesmos devem ser obrigatoriamente considerados no dimensionamento.

Analisando-se o comportamento global da estrutura, os efeitos decorrentes da deslocabilidade são conhecidos como efeitos globais de 2ª ordem.

Os efeitos analisados em um pilar, viga ou qualquer parte isolada da estrutura, são conhecidos como efeitos locais de 2ª ordem, e afetam principalmente os esforços solicitantes nos pilares.

Em um pilar-parede, podem surgir regiões cuja a não-linearidade não está igual ao resto da estrutura, esse tipo de fenômeno é conhecido como efeito localizado de 2ª ordem (SANTOS, 2016). Esses efeitos são visualizados na Figura 9:

Figura 9 – Efeitos de 2ª ordem, localizados, globais e locais.



Fonte: Santos, 2016

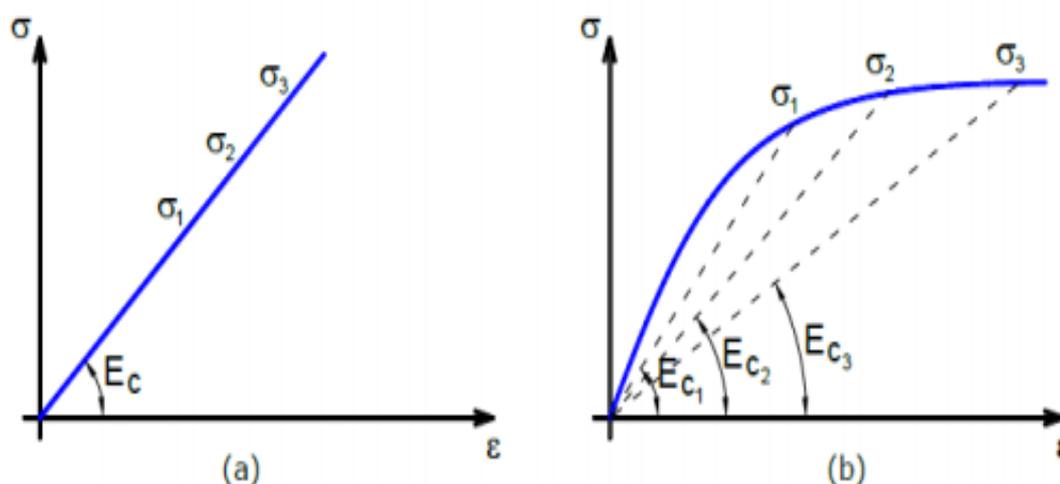
2.3.2 Não linearidade física e relação momento curvatura

No que tange respeito a não-linearidade física, esta é a que diz respeito ao comportamento real do material, nesse caso o concreto armado. Efeitos de fissuração, escoamento de armadura e afins conferem ao concreto a característica de comportamento não-linear (ZUMAETA apud PINTO, 2016). A NBR 6118:2014 prescreve que:

A análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo. A não linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada.

Esse comportamento influencia na rigidez das seções e não pode ser desconsiderada afim de uma análise dos efeitos de 2ª ordem, dado que o momento de inercia da estrutura não se mantém constante devido a fissuração dos elementos. Esse comportamento pode ser aferido segundo os gráficos de tensão-deformação do concreto (Figura 10).

Figura 10 – Gráfico tensão-deformação, análise linear (a) e análise não-linear (b)

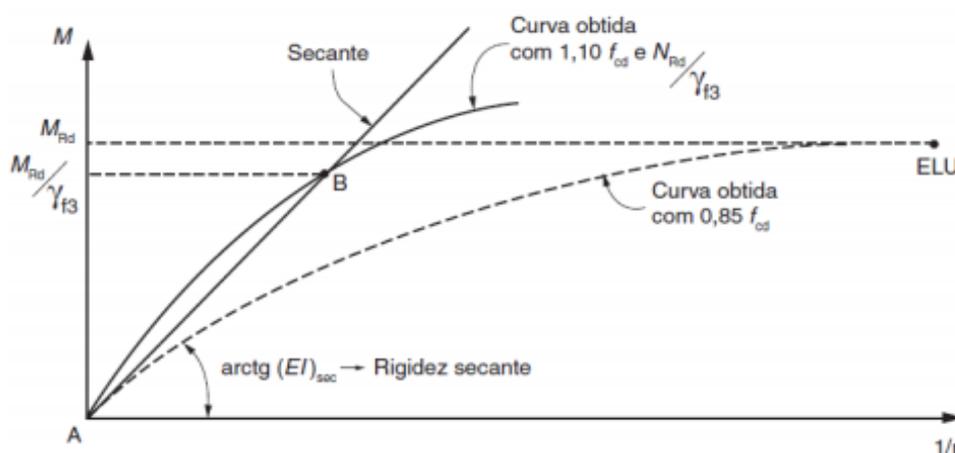


Fonte: Zumaeta, 2016

Percebe-se que a resposta do concreto para as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 em cada uma das situações é diferente, pois na segunda situação encontra-se E_{c1} , E_{c2} e E_{c3} , Provando assim que o módulo de elasticidade do concreto não é constante.

A NBR 6118:2014 afirma que, em geral, a não linearidade física da seção pode ser considerada através da construção da relação momento curvatura, para cada uma das seções com o valor da armadura conhecida e da força normal aplicada, de acordo com a figura 11.

Figura 11 – Gráfico da relação momento curvatura.



Fonte: NBR 6118:2014

Sendo:

MRd : momento fletor resistente de cálculo;

NRd : esforço normal resistente de cálculo;

$\gamma f3$: coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações;

fcd : resistência à compressão de cálculo do concreto.

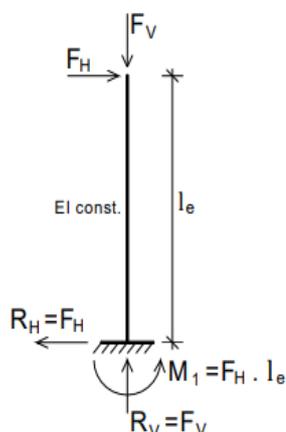
2.3.3 Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica se relacionada com a deformação geométrica da estrutura devido as ações atuantes sobre a mesma (SANTOS, 2016). Como já citado, os efeitos de segunda ordem produzem esforços adicionais na estrutura, os mesmos devem ser estudados a fim de que se haja um correto dimensionamento da mesma para que não se atinja um estado limite último de instabilidade, que é onde ocorre a ruptura da estrutura.

Ao mencionar a não linearidade geométrica, se fala na deformada da estrutura, ou seja, a mudança geométrica da mesma (NEVES, 2016).

Para que a estrutura adquira a configuração de equilíbrio e indeformada, surgem reações na base da barra, isso é ilustrado na figura 12, sendo um deles o momento fletor $M1$ que é considerado momento de primeira ordem tendo em vista que o mesmo foi obtido na análise inicial da estrutura (MONCAYO, 2011).

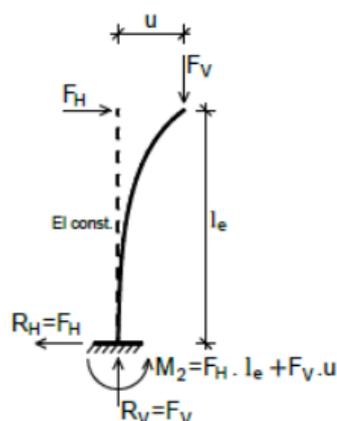
Figura 12 – Reações na barra vertical indeformada



Fonte: Moncayo, 2011

Para efeito de se considerar o equilíbrio para estrutura deformada, isto é na posição de valor μ haverá um acréscimo devido à ação horizontal, será gerado um momento adicional na base de valor $\Delta M = F_V \cdot \mu$, como isso faz com que o momento de primeira ordem M_1 aumente, dando origem ao momento de 2ª ordem M_2 .

Figura 13 – Reações na barra vertical indeformada



Fonte: Moncayo, 2011

Afim do correto dimensionamento da estrutura, devem ser considerados os acréscimos de força para que não se gere uma situação instável na mesma.

2.4 PARÂMETROS DE VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE GLOBAL

Segundo Kimura (2007), o início do projeto estrutural possui uma fase imprescindível que é a análise da estabilidade global, a mesma deve ser feita no início da concepção do projeto estrutural.

De acordo com a NBR 6118:2014, os efeitos de segunda ordem, na verificação da estabilidade global de uma estrutura, podem ser desprezados sempre que não representem um aumento de mais de 10% nas reações da estrutura, em relação aos efeitos de 1º ordem (MONCAYO, 2011). Tais verificações são importantes pois classificam a estrutura como nós fixos, onde não são consideradas ações de segunda ordem, e nós móveis onde são consideradas ações de segunda ordem.

A NBR 6118:2014 apresenta vários métodos para a verificação da estabilidade global de estruturas, dentre estes merecem destaque: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_Z , os quais são descritos a seguir.

2.4.1 Parâmetro de instabilidade (α)

Este parâmetro avalia a estrutura quanto a sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Se o valor for inferior a um certo limite, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados, do contrário devem ser considerados na estrutura (LARCERDA et al., 2014).

Para este caso, a estrutura é considerada um meio elástico, portanto não há fissurações.

Pela NBR 6118:2014, no item 15.5.2, a equação que descreve o parâmetro α é dada por:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{Nk (Ecs \cdot Ic)}$$

Onde:

H_{tot} é a altura total da estrutura medida a partir do início da fundação;

Nk Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura;

$Ecs \cdot Ic$ é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Pela NBR6118:2014 valor de α é comparado a um valor α_1 , de modo que, se $\alpha < \alpha_1$, a estrutura é considerada de nós fixos, e se $\alpha \geq \alpha_1$, de nós móveis.

O valor de α_1 é dado de acordo com o número de pavimentos da estrutura, e os mesmos são dados pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1 \cdot n & se: n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 & se: n \geq 4 \end{aligned}$$

Sendo n o número de pavimentos da estrutura.

Segundo Zumaeta (2011) este parâmetro é pouco utilizado tendo em vista que não considera os efeitos de segunda ordem, apenas mostra se os mesmos podem ou não ser considerados, diferente do parâmetro γ_Z que considera efeitos de segunda ordem para efeito de cálculo (LACERDA et al., 2014).

2.4.2 Coeficiente γ_Z

Este coeficiente avalia a estabilidade global de estruturas de concreto armado através dos efeitos de 2º ordem, e também avalia a sensibilidade da estrutura através de uma simples majoração dos efeitos de 1º ordem (MONCAYO, 2011).

De acordo com a NBR 6118:2014 o coeficiente é dado pela expressão:

$$\gamma_Z = 1 / (1 - \Delta M_{tot, d} / M_{1, tot, d})$$

Onde:

$\Delta M_{tot, d}$ é a soma dos produtos de todas as ações verticais atuantes na estrutura, originados pelos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicação, obtidos em análise de 1º ordem;

$M_{1, tot, d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma de todas as ações horizontais atuantes na estrutura, em relação a base da mesma.

A consideração para que a estrutura seja considerada de nós fixos, é que o coeficiente γ_Z seja menor ou igual a 1,1 nesse caso a análise dos efeitos de segunda ordem pode ser dispensada. A única desvantagem desse método é que ele pode ser aplicado apenas em estruturas superiores a 4 pavimentos, além do que para resultados acima de 1,3 as opiniões sobre análises podem divergir de autor para autor (LACERDA et al., 2014).

Ainda segundo a NBR 6118:2014 o coeficiente γ_Z não pode ser utilizado em edifícios com menos de 4 pavimentos pois nesse caso não se conhece o coeficiente redutor da rigidez dos pilares, que posteriormente é utilizado na verificação da não-linearidade física dos pilares.

Outro motivo é que o coeficiente γ_Z considera estruturas com pavimentos iguais e a regularidade dos elementos estruturais, tal situação dificilmente ocorre em estruturas com menos de 4 pavimentos.

2.4.3 Processo P-Delta

Afim de se obter resultados mais precisos das análises dos efeitos de segunda ordem, um método adequado é o chamado P-delta. Em edifícios muito altos é fundamental a consideração dos deslocamentos horizontais, pois o peso próprio e a sobrecarga geram momentos de segunda ordem os quais terão acréscimos nos momentos de primeira ordem causando assim esforços adicionais. Esta situação representa o efeito P-Delta, que corresponde a um acréscimo nos efeitos atuantes de deformação da estrutura (LACERDA et al., 2014).

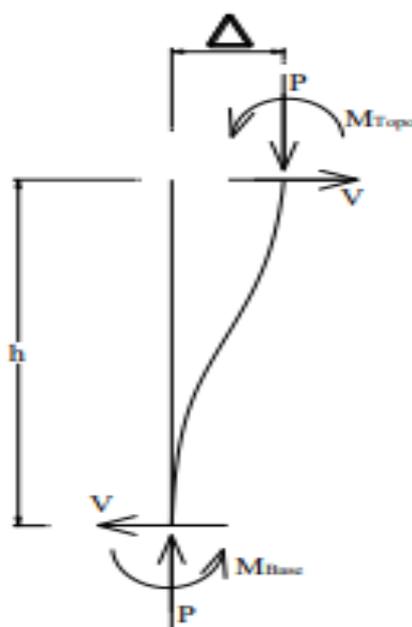
Há vários métodos em que são considerados este processo, mas neste trabalho será apresentado apenas o método da carga lateral fictícia.

2.4.4 Método da carga lateral fictícia

Trata-se de um método das análises dos efeitos de segunda ordem atuantes na estrutura, uma vez que a mesma já sofreu ações laterais que provocam novos esforços e por conseguinte novos deslocamentos. Estes deslocamentos são obtidos pelo método P-Delta, onde esses efeitos de deslocamentos são transformados em cargas laterais fictícias, induzidas pelo momento P-Delta (OLIVEIRA, 2009).

Na Figura 14 pode ser visualizado o deslocamento lateral em decorrência da ação de cargas laterais e horizontais. As parcelas de momento fletor nas extremidades do elemento devem equilibrar o efeito das ações laterais e horizontais.

Figura 14 – Equilíbrio de elemento estrutural



Fonte: Lacerda et al., 2014

Por conseguinte, o equilíbrio é dado pela equação:

$$M = M_{topo} + M_{base} = V \cdot h + P\Delta$$

V é o esforço cortante

h é o comprimento do elemento

P é o elemento axial

Δ é o deslocamento no topo do elemento

Para se alcançar o momento final de segunda ordem global, deve-se realizar algumas iterações até que se chegue a posição de equilíbrio. Esse procedimento se inicia com uma análise dos efeitos de primeira ordem para se encontrar quais os deslocamentos que serão utilizados para se calcular os esforços cortantes fictícios através da seguinte equação:

$$\tilde{V} = \frac{\sum P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i)$$

Sendo:

$\sum P_i$ É o somatório de todos os esforços verticais dos pilares no andar “i”;

h_i é a altura do andar “i”; e

$\Delta_{i+1} - \Delta_i$ São os deslocamentos horizontais dos andares “i+1” e “i”, respectivamente.

E as cargas laterais são dadas por:

$$H_f = V(i - 1) - V_i$$

Estas forças devem ser somadas às ações laterais originais da estrutura, dando origem forças laterais modificadas, com as quais a análise será feita. Novos deslocamentos são obtidos e novas cargas fictícias são calculadas. O processo é repetido até que os deslocamentos apresentem valores próximos ao processo anterior.

2.4.5 Importância da rigidez das ligações na estabilidade global da estrutura

A estabilidade global da estrutura de concreto armado depende não apenas do comportamento de seus elementos estruturais como viga, laje e pilar, mas depende também do comportamento de suas ligações viga-pilar às ações horizontais atuantes na estrutura, uma vez que a rigidez das ligações irá influenciar significativamente no deslocamento global da estrutura, bem como o dimensionamento dos elementos estruturais (SANTOS, 2016).

Sendo assim, a análise da rigidez das ligações viga-pilar é imprescindível para o correto dimensionamento da estrutura. Atualmente, nos programas de cálculo estrutural, a consideração dos parâmetros de rigidez das ligações fica em função dos desenvolvedores do software, que muitas vezes são desconhecidos pelo usuário do programa.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho desenvolveu um modelo estrutural com 16 pavimentos e utilizou um software comercial (*AltoQI eberick V8*) afim de realizar-se várias simulações numéricas para se avaliar a variação no coeficiente γ_Z da edificação em questão nas vigas dos principais pórticos de contraventamento e também os possíveis impactos disso na fundação da edificação, onde o parâmetro que sofreu variação foi a rigidez das ligações.

3.1 SEÇÃO DOS PILARES E VIGAS

A seção das vigas foi adotada retangular em toda a estrutura, em alguns pontos a base e a altura das vigas teve de ser alterada afim de combater eventuais erros de espaçamento e afins, já a seção dos pilares foi feita afim de se obter melhor contraventamento da estrutura evitando erros no processamento da mesma.

3.2 PARAMETROS PARA ANÁLISE

Serviram de análise os seguintes resultados: Análise do coeficiente γ_Z , análise do deslocamento dos pilares, análise das cargas atuantes na estrutura e análise dos momentos nos pilares.

foram realizadas simulações numéricas, afim de analisar a alteração no coeficiente γ_Z das ligações nos principais pórticos de contraventamento. A ferramenta para o estudo será o software da empresa AltoQI que é o Eberick V8, o mesmo foi escolhido tendo que em vista que é o software comercial mais utilizado para análises estruturais atualmente.

Trata-se de um edifício residencial com 16 pavimentos com 2,80 metros de pé direito cada um dos pavimentos tipos, totalizando assim 36,40 metros a altura total da edificação considerando-se 10 cm de laje maciça para cada pavimento, sendo 4 apartamentos por andar, nesse trabalho foi considerado apenas o pavimento tipo afim de se facilitar a execução do experimento. Importante citar que a análise foi feita em todos os pavimentos tipo.

O arranjo estrutural da edificação foi feito de forma a promover o melhor contraventamento da estrutura, além de facilitar a execução das vigas e lajes da edificação, o pré dimensionamento dos pilares, lajes e das vigas será feito levando em conta as recomendações da NBR 6118:2014, e a seção dos elementos estruturais será mantida ao longo de todos os pavimentos afim de eliminar outras possíveis variáveis nos resultados do experimento.

3.3 AÇÃO DOS VENTOS NA ESTRUTURA

Foi considerado o município de Palmas-TO para as ações do vento. A ação dos ventos na edificação, conforme prescreve a NBR6123:1998, foi dada a partir da equação V_k :

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Para este experimento foram adotados os seguintes valores para os fatores citados anteriormente:

S_1 com o valor de 1, tendo em vista que se trata de um terreno plano;

S_2 1,02 tendo em vista que a edificação se encaixa na categoria IV e classe B

S_3 1,00 edificação residencial;

V_0 igual a 33m/s valor obtido através do mapa de isopletas presente na NBR 6123:1998.

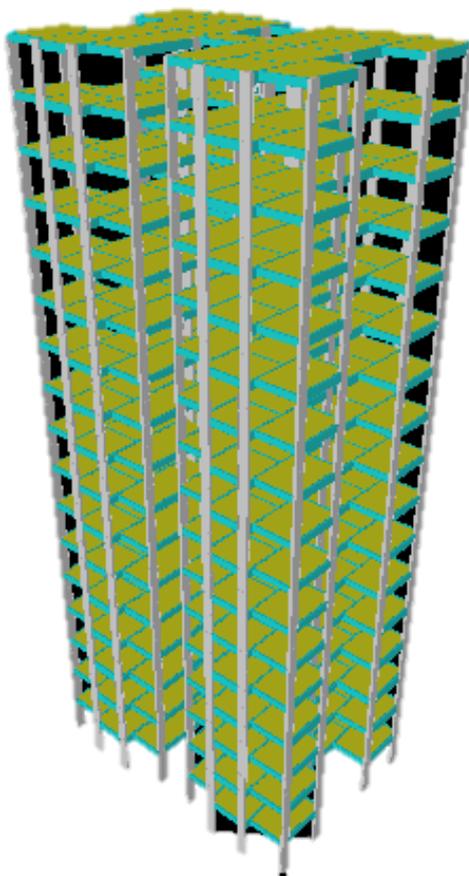
Para avaliação do coeficiente γ_Z foram utilizados os parâmetros: esforços de 2ª ordem, momentos positivos e negativos nos principais pilares de contraventamento e o quantitativo de materiais nos mesmos, foram escolhidos apenas as vigas dos principais pórticos de contraventamento tendo em vista que os mesmos são responsáveis crucialmente pela estabilidade global da estrutura.

Na redistribuição de esforços, foram analisados os momentos fletores das vigas dos principais pórticos.

Os resultados finais foram apresentados em formato de tabelas e gráficos mostrando a variação do coeficiente γ_Z , a variação da taxa de armadura nas fundações dos principais pilares de contraventamento, e a variação nas armaduras das fundações dos principais pórticos de contraventamento, bem como a redistribuição dos esforços ao longo dos pilares.

Conforme citado anteriormente trata-se de uma estrutura constituída de 16 pavimentos como ilustrado na figura 17 e na figura 18 temos a planta de forma do pavimento tipo, seguidamente dos pórticos em destaque na figura 19. Para esse experimento foram utilizados dois pórticos, sendo um com ligações semirrígidas apenas nos principais pórticos de contraventamento e outro com todas as ligações semirrígidas.

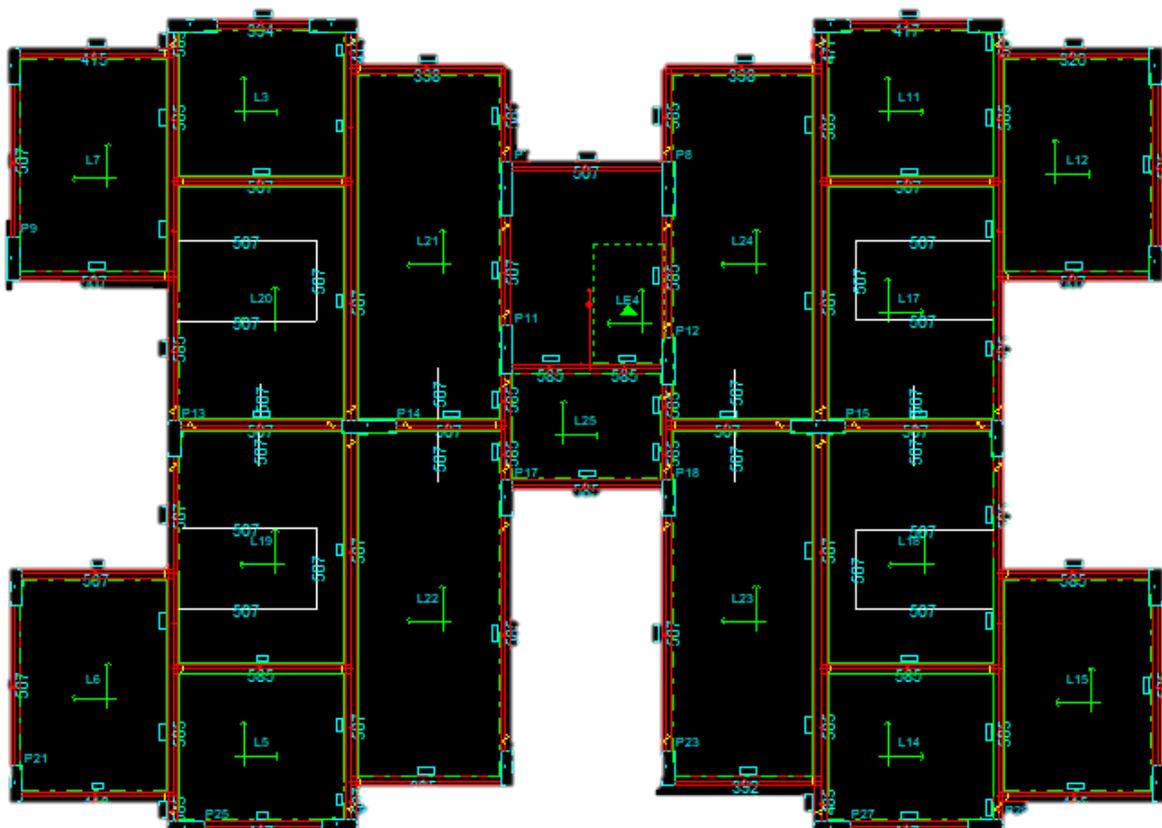
Figura 17- Pórtico analisado pelo experimento.



Fonte: Autor.



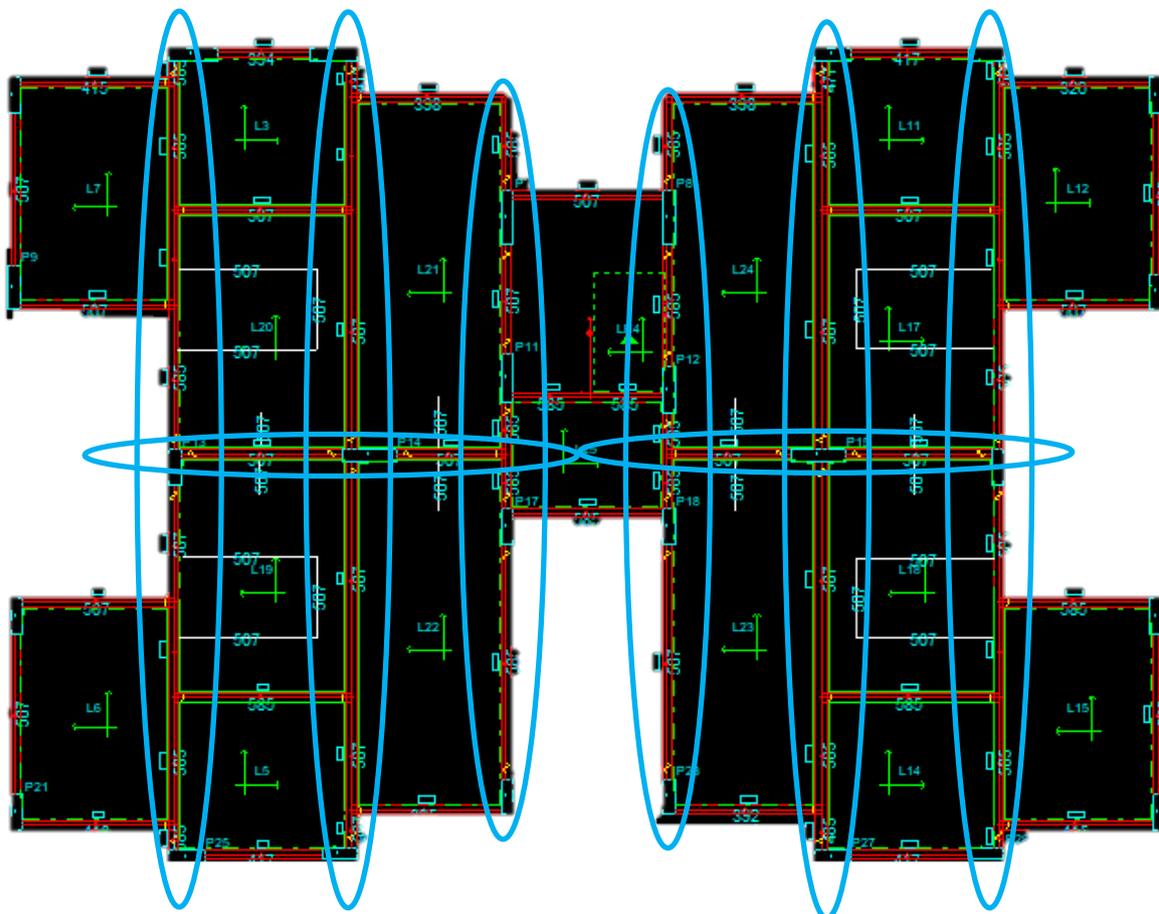
Figura 18- Planta de forma do pavimento tipo



Fonte: Autor.

A seguir, na figura 19, temos a ilustração da planta de forma do pavimento tipo, com ligações semirrígidas apenas nos principais pórticos de contraventamento da estrutura, foram considerados carregamentos de alvenaria em cima de todas as vigas, bem como todas as aberturas previstas pela arquitetura do edifício afim do experimento se aproximar do modelo real, também foram considerados carregamentos de alvenaria em cima de algumas lajes, uma vez que a arquitetura impedia a passagem de vigas em alguns locais. Também em algumas vigas que se apoiavam sobre as outras foram adotadas ligações rotuladas afim de combater problemas de torção excessiva em algumas vigas.

Figura 19- Pórticos analisados pelo experimento



Fonte: Autor.

Em seguida, nas configurações de análise do programa, foi mudada a redução no engaste de nós semirrígidos, a fim de se alterar a quantidade de esforços nas ligações semirrígidas, os outros parâmetros foram mantidos iguais afim de que não se tenha mais variáveis na análise.

Figura 20- Configurações da análise

Análise

Processo

Pórtico espacial

Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos %

Redução na torção para os pilares %

Redução na torção para as vigas %

Aumento na rigidez axial dos pilares ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas Eci.Ic

Rigidez dos pilares Eci.Ic

Rigidez das lajes Eci.Ic

P-Delta

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações

Precisão mínima %

Combinação vertical de cálculo ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo %

Valor absoluto mínimo

Imperfeições globais

Considerar para: Direção X

Direção Y

Combinação vertical característica ...

Apoio elástico padrão...

Painéis de lajes...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor.

4.0- RESULTADOS E DICUSSÕES

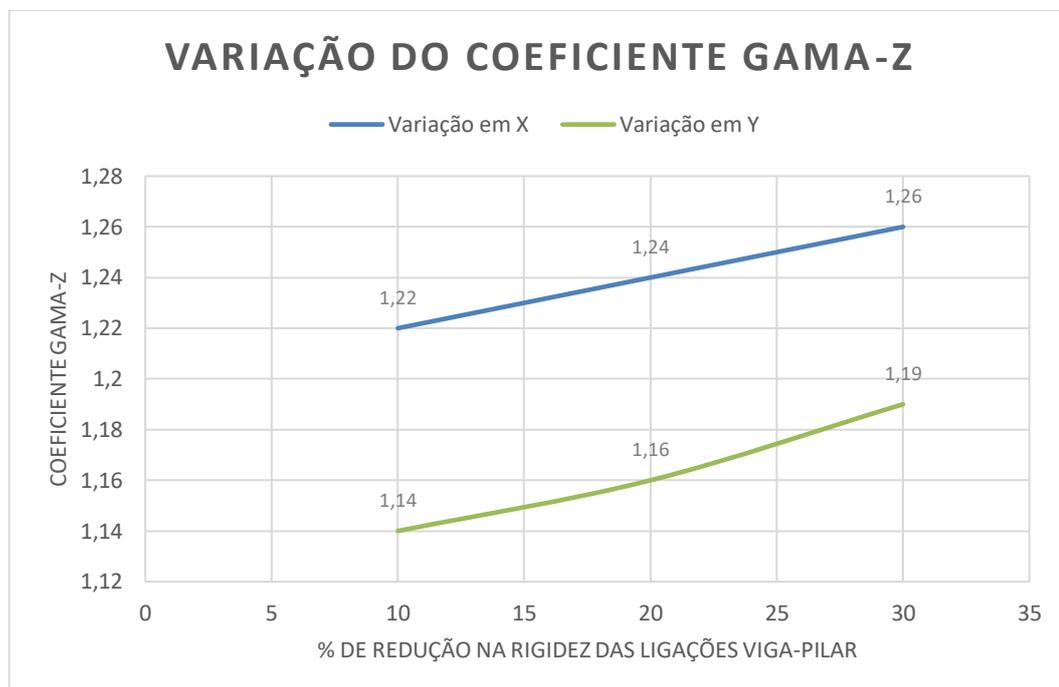
A seguir, na figura tabela 1, temos a tabela do resultado da análise do coeficiente γ_z em cada um dos pórticos com a rigidez alterada, é notável que a variação na direção X é maior, isso pode se ser devido à inercia da seção nessa direção ser menor. Como todos os coeficientes analisados foram maiores do que 1,10 a estrutura não é considerada de nós fixos, é considerada nós móveis portanto é necessário considerar a ação de efeitos de segunda ordem na estrutura.

Tabela 1- Resultado da análise do coeficiente γ_z

Coeficiente Yz		
%	Varição em X	Varição em Y
10	1,22	1,14
20	1,24	1,16
30	1,26	1,19

Fonte: Autor.

Na tabela é possível constatar a variação em Y maior que em X, que se deve ao giro do prédio ser maior nessa direção em decorrência da inercia do mesmo, a seguir foi feito um gráfico, na figura 21, que ilustra o crescimento do coeficiente γ_z em função da diminuição do engaste nos nós dos principais pórticos de contraventamento.

Figura 21- Resultado da análise do coeficiente γ_z 

Fonte: Autor.

De acordo com Kimura (2007), os valores normais tem que estar próximos de 1. Valores acima de 1,5 mostram que a estrutura está instável e é inexecuível, valores menores que 1 mostram que a estrutura está extremamente instável ou que pode ter ocorrido erro de cálculo. Para estruturas com coeficiente acima de 1,20 é recomendado o uso do coeficiente $P-\Delta$. A seguir temos o deslocamento da estrutura na direção X e na direção Y, na tabela 2.

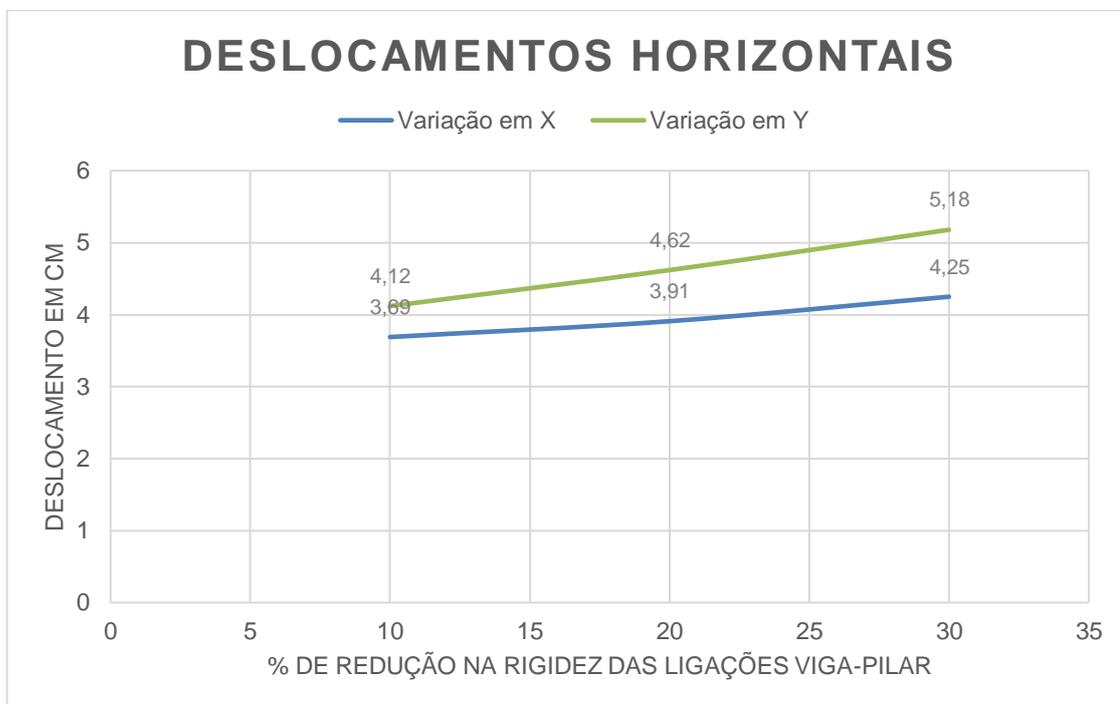
Tabela 2- Deslocamentos na direção X e na direção Y

Deslocamentos horizontais (cm)		
%	X	Y
10	3,69	4,12
20	3,91	4,62
30	4,25	5,18

Fonte: Autor.

Percebe-se que há uma variação de deslocamento maior na direção Y, isso provavelmente se deve ao arranjo estrutural possuir menor inercia nessa direção, além de devido a maior rotação nos nós que conseqüentemente gera um deslocamento maior da estrutura.

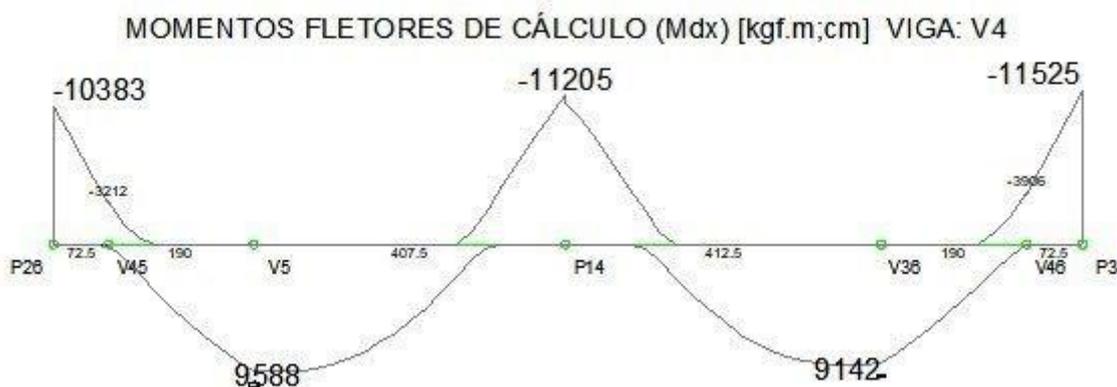
Figura 22- Deslocamentos na direção X e na direção Y



Fonte: Autor.

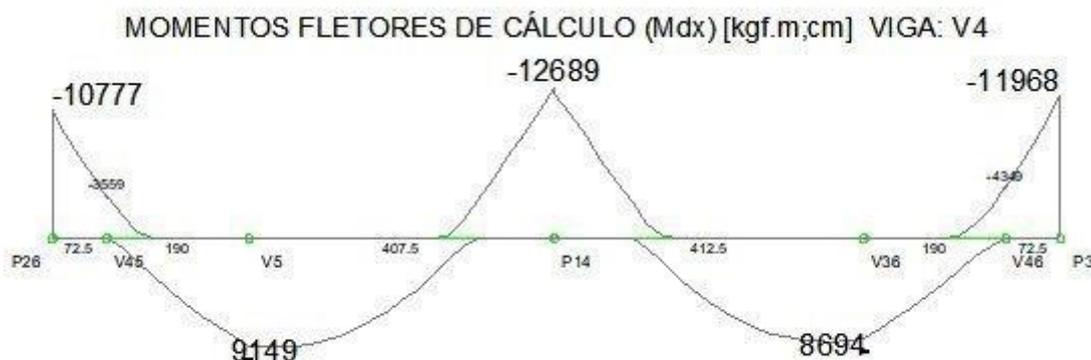
Nas figuras 23, 24 e 25 é ilustrada a influencia nos momentos positivos e negativo na viga continua V4, referente ao pavimento 16 na edificação.

Figura 23- Momentos fletores na viga 4 com redução de 20% no engaste



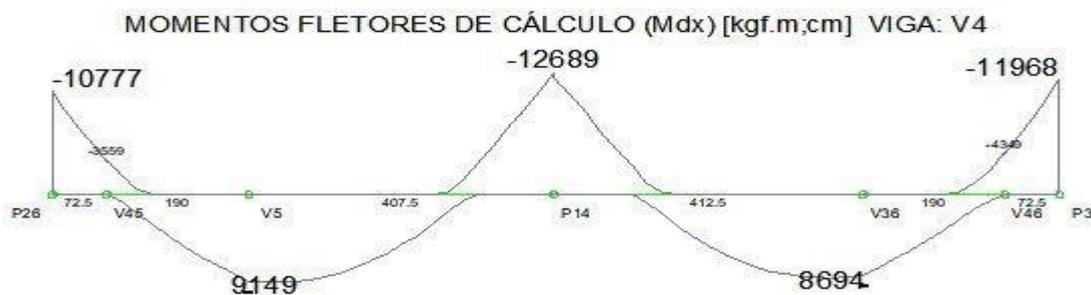
Fonte: Autor

Figura 24- Momentos fletores na viga 4 com redução de 30% no engaste



Fonte: Autor.

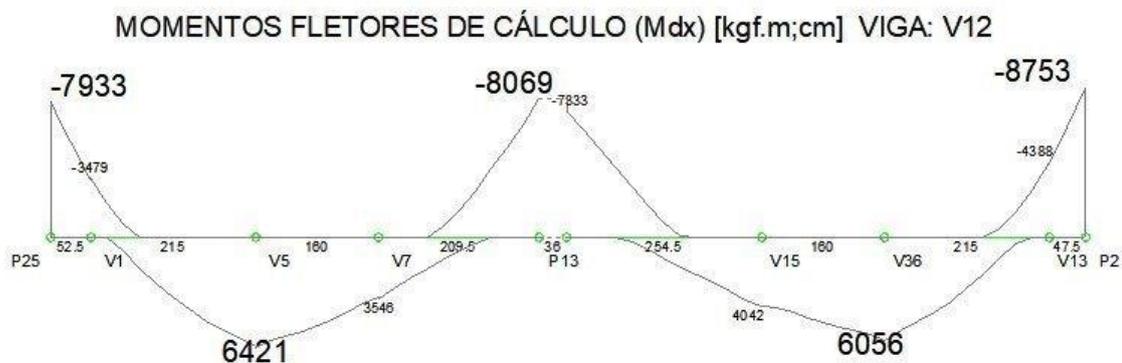
Figura 25- Momentos fletores na viga 4 com redução de 10% no engaste



Fonte: Autor.

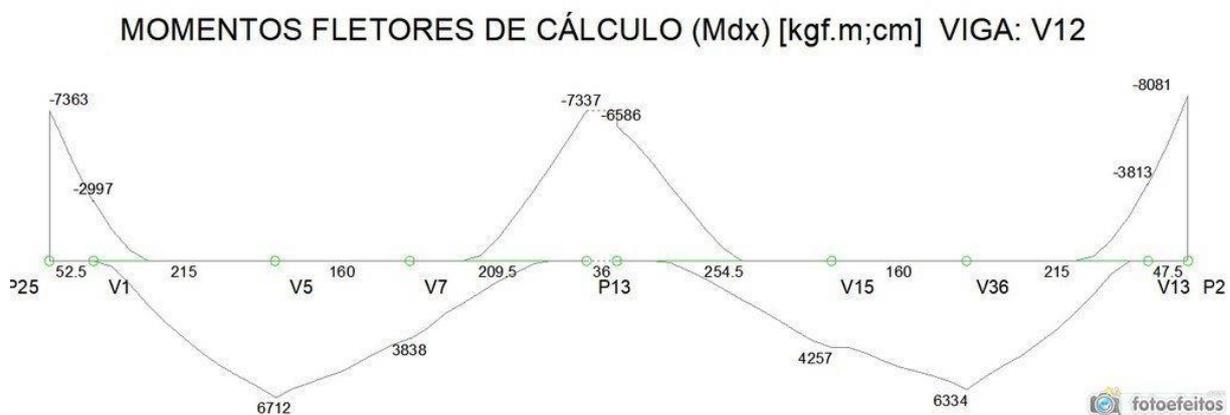
Nas análises é possível constatar a variação de momentos sobre a viga, e também é possível ver que o maior pico de momento negativo é na viga com a redução de 10% do engaste no nó sobre o P14. Em seguida a redistribuição de esforços foi feita nas outras vigas dos pórticos de contraventamento afim de se comparar o aumento ou a diminuição de esforços nas mesmas, a seguir a redistribuição de esforços na Viga 12 nas figuras 26,27 e 28.

Figura 26- Momentos fletores na viga 12 com redução de 20% no engaste



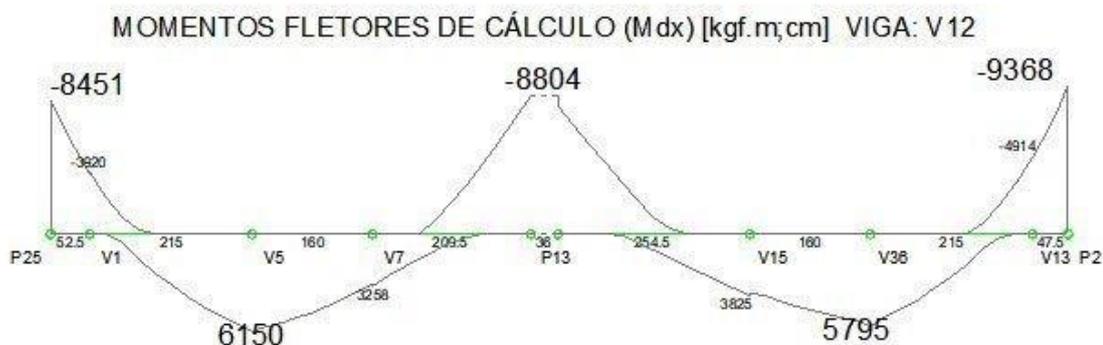
Fonte: Autor.

Figura 27- Momentos fletores na viga 12 com redução de 30% no engaste



Fonte: Autor.

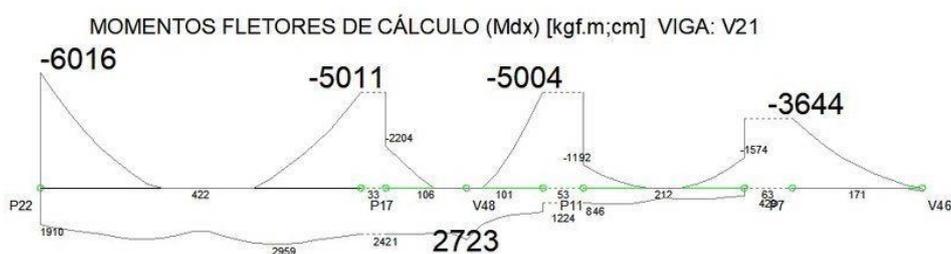
Figura 28- Momentos fletores na viga 12 com redução de 10% no engaste



Fonte: Autor.

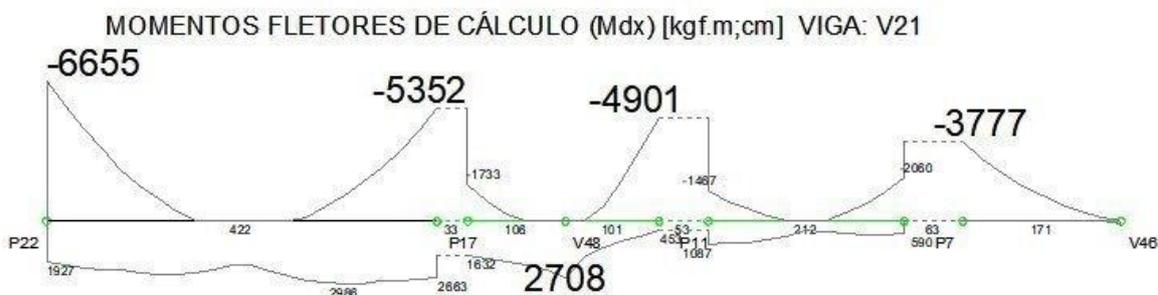
Na viga 12 é possível observar que os picos de momento negativo teve redução significativa ao engaste ter sido reduzido em 30%, isso possivelmente pode ter sido ocasionado em decorrência do esforço das alvenarias em cima das vigas e também devido a influência dos esforços das lajes, tendo em decorrência que isso tudo influencia nos engastes também. Em seguida temos os gráficos da Viga 21 nas figuras 29,30 e 31.

Figura 29- Momentos fletores na viga 21 com redução de 30% no engaste



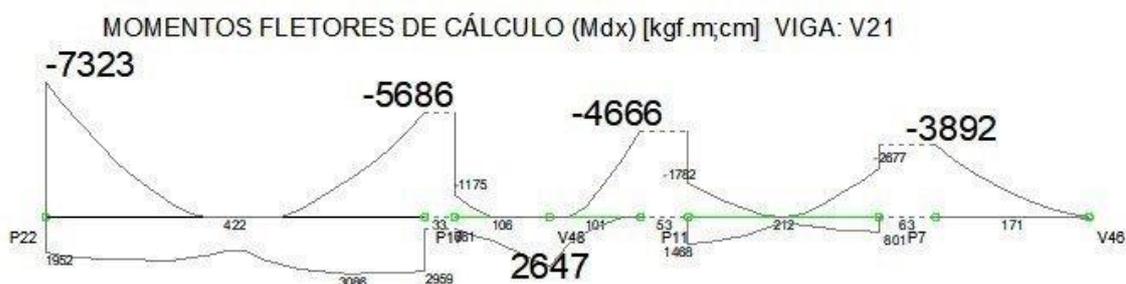
Fonte: Autor.

Figura 30- Momentos fletores na viga 21 com redução de 20% no engaste



Fonte: Autor.

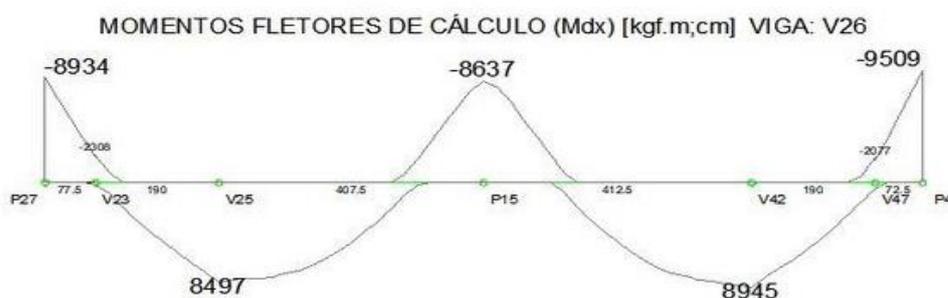
Figura 31- Momentos fletores na viga 21 com redução de 10% no engaste



Fonte: Autor.

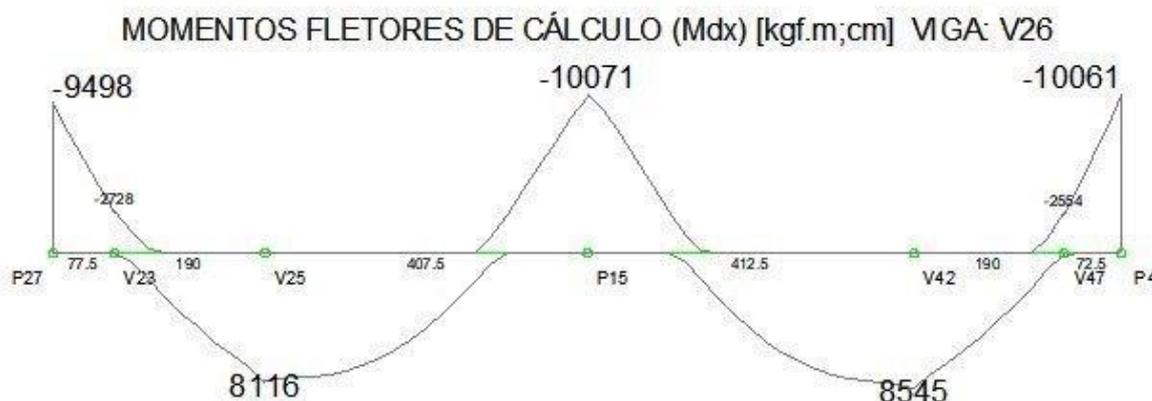
Na viga 21 é possível observar as envoltórias dos gráficos tiveram variação significativa ao engaste ser reduzido, principalmente nos momentos mais solicitantes. A seguir os gráficos da Viga 26 nas figuras 32,33 e 34.

Figura 32- Momentos fletores na viga 26 com redução de 30% no engaste



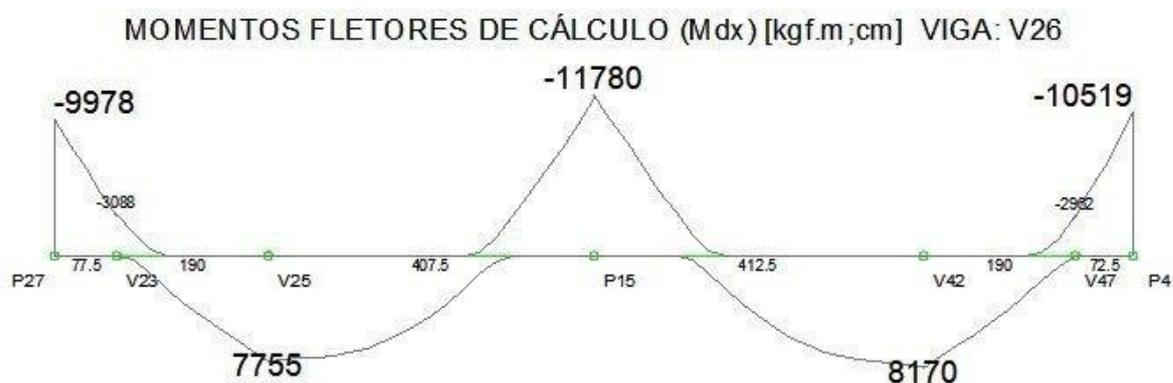
Fonte: Autor.

Figura 33- Momentos fletores na viga 26 com redução de 20% no engaste



Fonte: Autor.

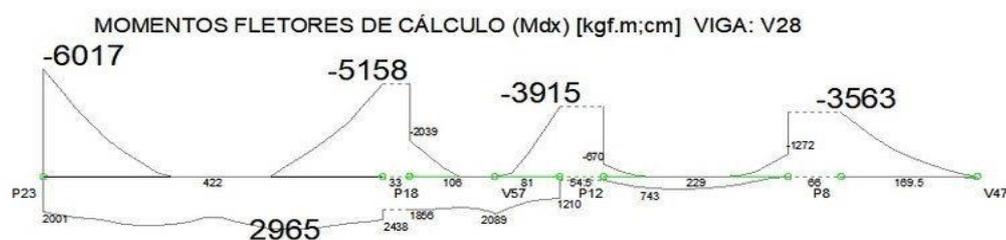
Figura 34- Momentos fletores na viga 26 com redução de 10% no engaste



Fonte: Autor.

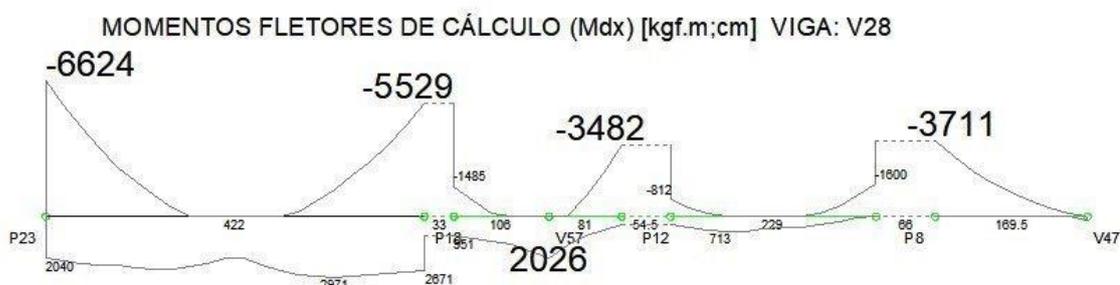
A seguir, os gráficos da Viga 28, 30, 48 e 57 nas figuras 35,36, 37, 38, 39, 40, 41 e 42. Nos mesmos as envoltórias ficaram maiores tendo em vista que há muitos encontros de vigas gerando esforços pontuais nos mesmos.

Figura 35- Momentos fletores na viga 28 com redução de 10% no engaste



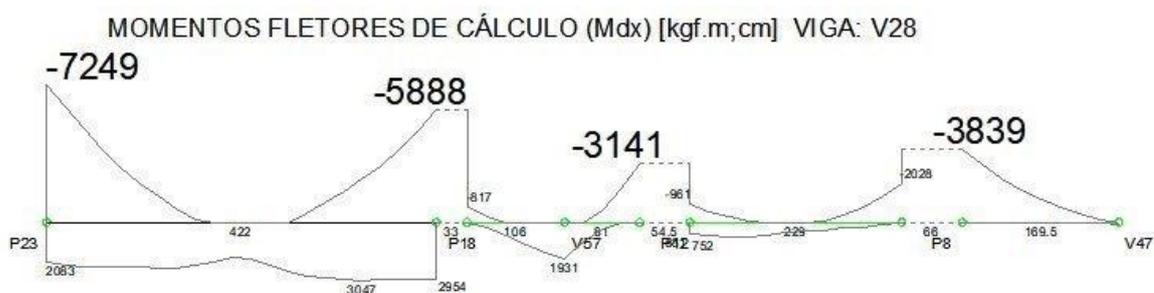
Fonte: Autor.

Figura 36- Momentos fletores na viga 28 com redução de 20% no engaste



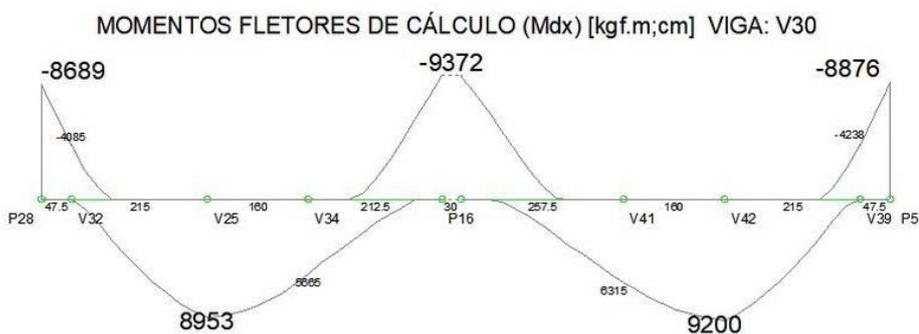
Fonte: Autor.

Figura 37- Momentos fletores na viga 28 com redução de 10% no engaste



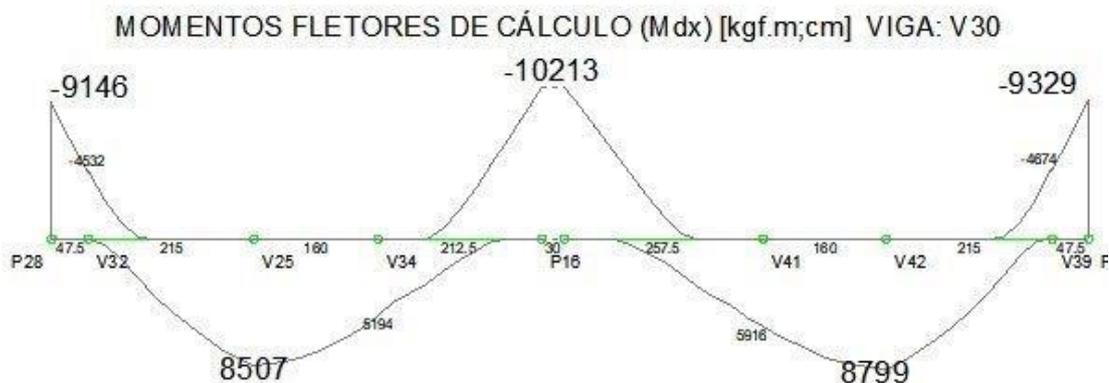
Fonte: Autor.

Figura 38- Momentos fletores na viga 30 com redução de 30% no engaste



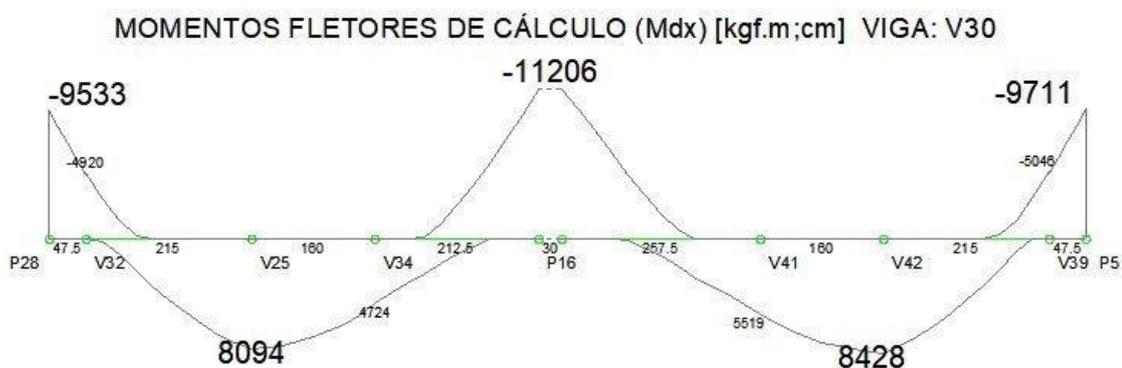
Fonte: Autor.

Figura 39- Momentos fletores na viga 30 com redução de 20% no engaste



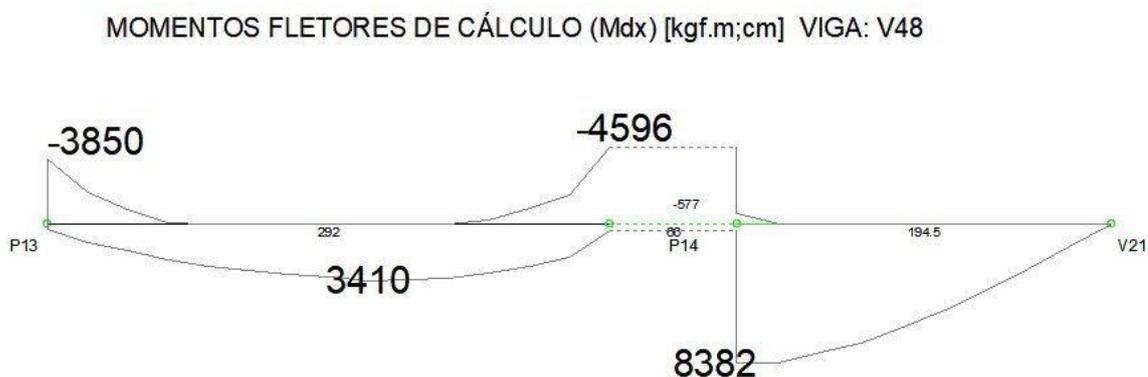
Fonte: Autor.

Figura 40- Momentos fletores na viga 30 com redução de 10% no engaste



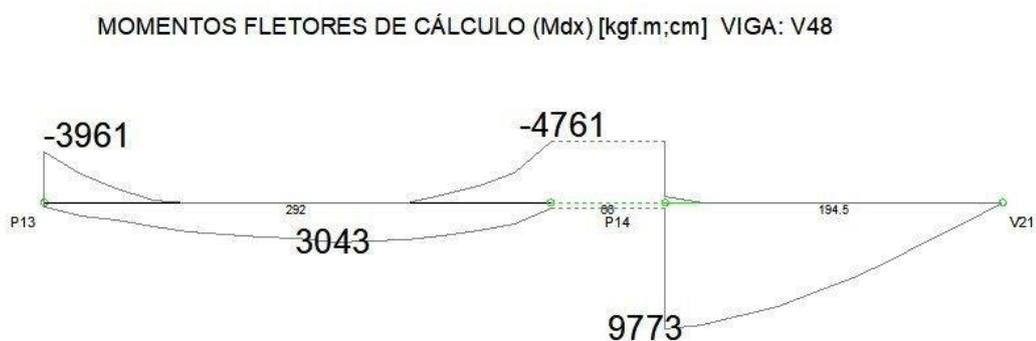
Fonte: Autor.

Figura 41- Momentos fletores na viga 48 com redução de 30% no engaste



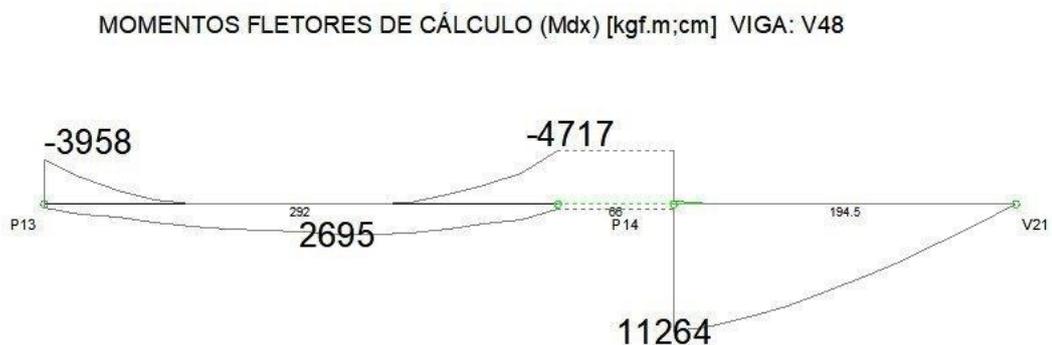
Fonte: Autor.

Figura 42- Momentos fletores na viga 48 com redução de 20% no engaste



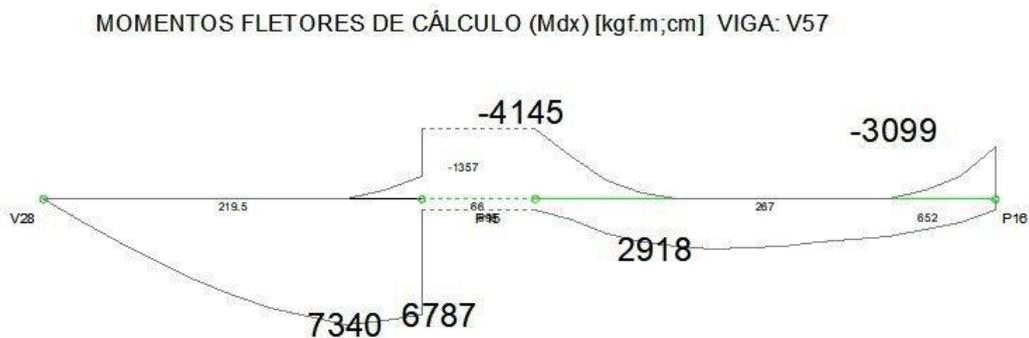
Fonte: Autor.

Figura 43- Momentos fletores na viga 48 com redução de 10% no engaste



Fonte: Autor.

Figura 44- Momentos fletores na viga 57 com redução de 30% no engaste



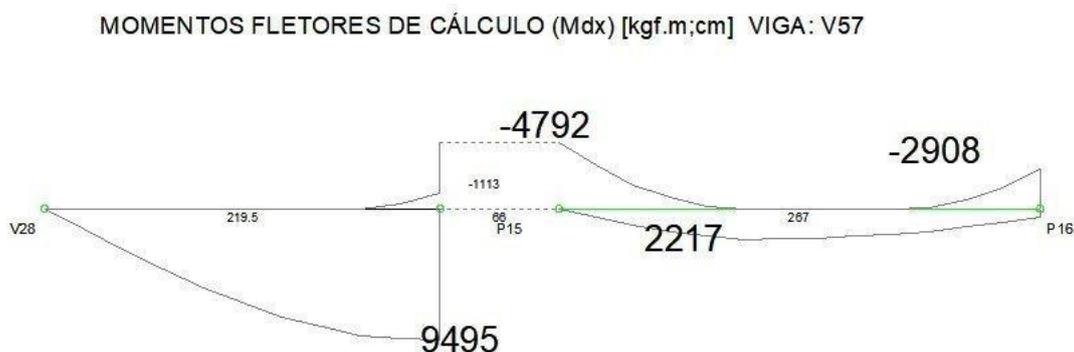
Fonte: Autor.

Figura 45- Momentos fletores na viga 57 com redução de 20% no engaste



Fonte: Autor.

Figura 46- Momentos fletores na viga 57 com redução de 10% no engaste



Fonte: Autor.

Com essas análises, é possível constatar a diminuição de esforços nos picos de momentos negativos de acordo com a diminuição dos engastes, e que as vigas mais solicitadas são as Vigas 26 e 12 que provavelmente se deve aos grandes vãos e a pouca presença de pilares nas mesmas.

Em seguida também foi feito um quantitativo de materiais com o software afim de se ter uma noção do quão a redução dos engastes nos nós pode reduzir ou mesmo aumentar o consumo de materiais. Esse consumo é ilustrado nas tabelas 3, 4 e 5.

Tabela 3- Consumo de aço com redução de 10% nos engastes

Consumo de aço 10%				
Elementos	Vigas	Pilares	Lajes	Total
Total De aço	24382,5	38489,6	6213,1	69085,2

Fonte: Autor.

Tabela 4- Consumo de aço com redução de 30% nos engastes

Consumo de aço 20%				
Elementos	Vigas	Pilares	Lajes	Total
Total De aço	22900	40234,2	4072,5	67207

Fonte: Autor.

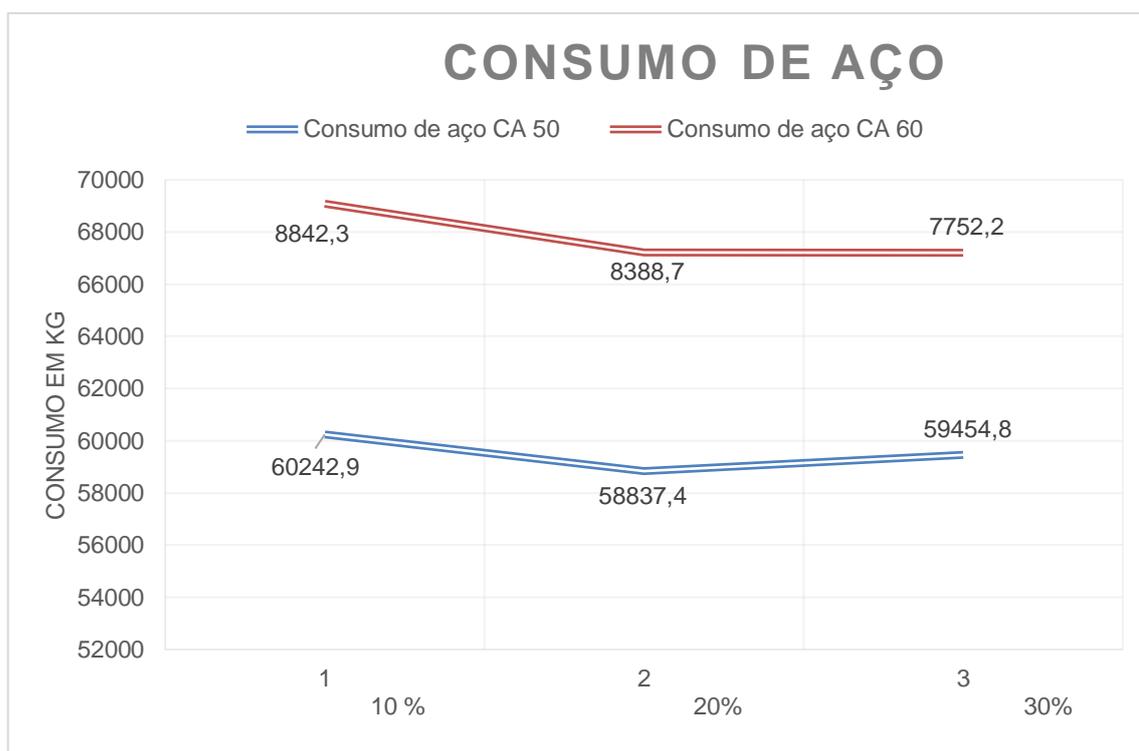
Tabela 5- Consumo de aço com redução de 20% nos engastes

Consumo de aço 30%				
Elementos	Vigas	Pilares	Lajes	Total
Total De aço	24350,5	39365,7	3509,7	67226,1

Fonte: Autor.

Em seguida foi feito um gráfico comparativo para se observar melhor o consumo de aço, é notória a queda do consumo de aço CA60 de acordo com a diminuição do engaste nos nós, já no aço CA50 houve um aumento no uso depois da redução do engaste em 30%, isso se deve provavelmente pelo fato de algumas peças terem tido sua seção ampliada para que a estrutura fosse processada com menor número de erros possíveis, Também é importante ressaltar que nitidamente o consumo de aço CA50 é maior que o de CA60. Segue o gráfico na figura 23.

Figura 47 - Consumo de aço CA 50 e CA 60.



Fonte: Autor.

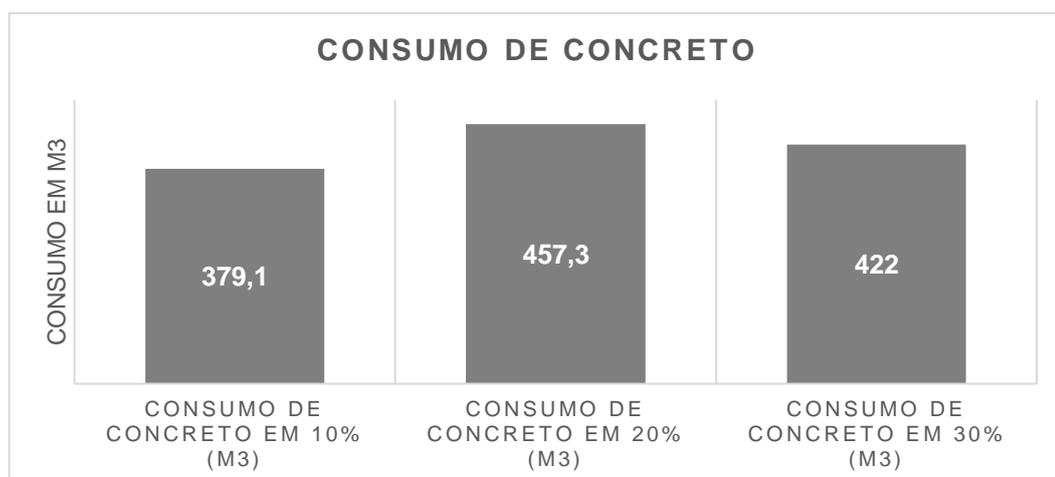
Também foi feito um comparativo entre a quantidade de concreto utilizado em cada uma das estruturas, nesse âmbito a estrutura que mais utilizou concreto foi a com 20% de redução no engaste dos nós, o mesmo pode ser visualizado na Tabela 6, e um gráfico em colunas afim de se visualizar melhor o consumo entre as 3 estruturas, que pode ser visualizado na figura 48.

Tabela 6-Consumo de concreto em m³

Materiais	Quantidade
Consumo de concreto em 10% (m ³)	379,1
Consumo de concreto em 20% (m ³)	457,3
Consumo de concreto em 30% (m ³)	422

Fonte: Autor.

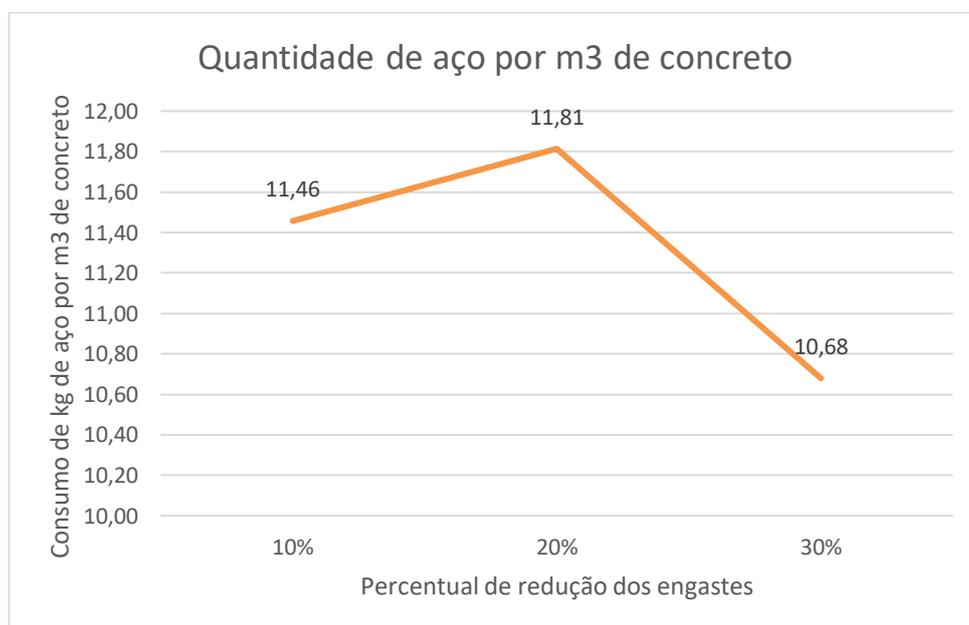
Figura 48- Consumo de concreto em M3



Fonte: Autor.

É importante ressaltar também o consumo em kg de aço por m3 de concreto para se visualizar o quão o percentual de redução nos engastes do pórtico pode impactar nesse fator também, segue o gráfico na figura 49.

Figura 49- Consumo de aço em kg por m3 de concreto



Fonte: Próprio autor

5.0- CONCLUSÃO

O presente trabalho analisou as ligações viga-pilar em 3 pórticos com o mesmo arranjo estrutural com 16 pavimentos cada um, porém cada um com um percentual de redução de engaste diferente, foi considerada a redução de 10%,20% e 30% nas ligações semirrígidas dos principais pórticos de contraventamento e a influencia no coeficiente γ_z .

Na presente analise o pórtico que apresentou o maior coeficiente γ_z foi a estrutura com 30% de redução do engaste no nó na direção X bem como a que apresentou a maior deslocamento. E a estrutura que apresentou maior consumo de Concreto e aço foram as de 20% e as de 10% respectivamente. Tornando assim a estrutura com 30% de redução dos engastes nos principais pórticos mais viável economicamente apesar do deslocamento.

Porém para casos em que a estrutura ultrapassa 1,20 no coeficiente γ_z é recomendado que se considere o efeito P- Δ para consideração dos efeitos de segunda ordem na estrutura segundo Kimura (2007).

Portanto, afim de se promover melhor funcionalidade da estrutura, é necessário analisar a necessidade de se adotar ligações semirrígidas bem como qual será o percentual de redução do engaste e qual será a seção adotada pelos elementos, uma vez que isso implica diretamente no uso de materiais e na redistribuição de esforços na estrutura.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. 218p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

ANDRADE, R. B. **Análise global de edifícios de concreto: Efeitos de segunda ordem devidos à torção e efeitos de desaprumo**. 2018. 118f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

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

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

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

BORGES, L. M. Z. **Estudo da estabilidade global em edifícios de concreto armado através dos parâmetros de instabilidade Gama Z e FAVt. –2017**. 97f Trabalho de conclusão de curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco.

CAMICIA, R. J. M. **Análise da estabilidade global de edifícios com múltiplos pavimentos em concreto armado com diferentes tipos de lajes e inclusão de núcleos rígidos**. 2017. 106f. Dissertação de mestrado (Programa de pós graduação em engenharia civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2017.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em porticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993.

GALVÃO, A. S; GONÇALVES, P. B; SILVEIRA, R. A. M. **Instabilidade estática e dinâmica de pórticos planos com ligações semi-rígidas**. Tese. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RIO, 2004.

INOUE, H. et al. Considerações sobre a determinação do coeficiente γ_Z . **Revista IBRACON de estruturas e materiais**, São Paulo, V. 6, N. 1, Fevereiro. 2013, p. 75-100.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1 o Ed. São Paulo: Editora PINI LTDA, 2007.

LACERDA, M. M. S. et al. **Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado**: estudo de caso. Revista Eletronica de engenharia civil. V. 9, N. 2, P24-37, 2014.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2011.

NEVES, W. T. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. 2016. 74f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

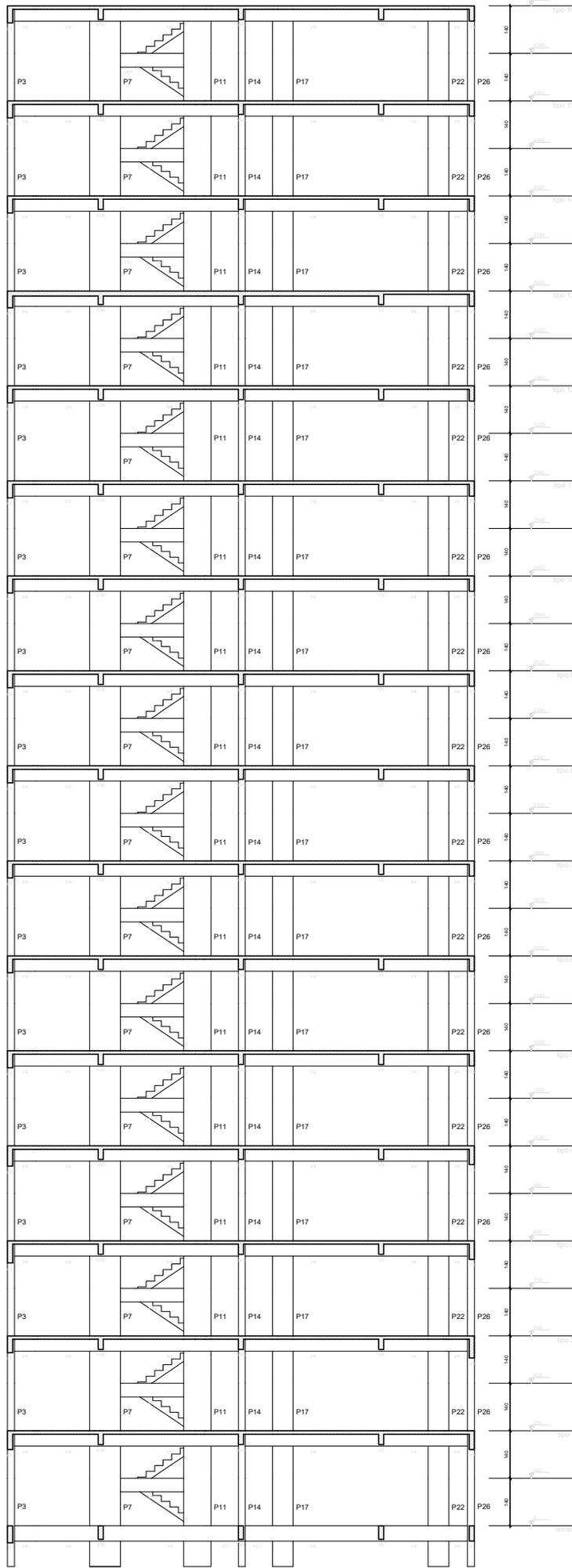
OLIVEIRA, J. C. A. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. 2009. 135 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar nos esforços de estruturas em concreto armado**. 2016. 166f. Dissertação de mestrado (Programa de pós graduação em Engenharia civil). Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

SANTOS, J. B; SILVA, T. J; ALVA, G. M. S. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar nos esforços de estruturas em concreto armado**, 2018. Anais do 60º congresso brasileiro do concreto. Foz Do Iguaçu, 2018. P.16, Setembro, 2018.

ZUMAETA, W. **Análise da estabilidade de edifícios com estrutura de concreto armado**. TQS INFORMÁTICA. CAD/TQS®, Manaus, 2016.

APÊNDICES



Corte A-A