

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

AGLER HONORATO MARQUES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO AO SER ADOTADO NÚCLEO RÍGIDO**

Alegrete

2022

AGLER HONORATO MARQUES

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO AO SER ADOTADO NÚCLEO RÍGIDO**

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
2022**

AGLER HONORATO MARQUES

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO AO SER ADOTADO NÚCLEO RÍGIDO

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: 24 de março de 2022.

BANCA EXAMINADORA:

PROF. DR. ALISSON SIMONETTI MILANI - UNIPAMPA - ORIENTADOR

PROF. ME. ALDO LEONEL TEMP - UNIPAMPA

PROF. DR. LUIS EDUARDO KOSTESKI - UNIPAMPA



Assinado eletronicamente por **ALDO LEONEL TEMP, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 25/03/2022, às 00:28, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **ALISSON SIMONETTI MILANI, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 25/03/2022, às 08:31, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **LUIS EDUARDO KOSTESKI, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 25/03/2022, às 11:02, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador 0765006 e o código CRC E4FF52B9.

AGRADECIMENTO

Agradeço à minha mãe e a meu pai, Crisiane e Joaquim, por terem se esforçado para me darem a melhor educação e os melhores ensinamentos que podiam. Sem eles nada disso seria possível.

Às minhas irmãs, Priscila e Larissa, que tanto alegram minha vida desde que chegaram neste mundo.

Ao meu orientador Prof. Dr. Alisson Simonetti Milani, por aceitar a orientação deste tema que gosto tanto, por nossas conversas, pela extrema atenção, compreensão e compromisso em todas as dúvidas que tive durante o processo de escrita.

A todos meus amigos que fiz durante a faculdade, em especial durante os dois anos de estágio na Prefeitura de Alegrete, muitos aprendizados e conselhos que me incentivaram nesta trajetória.

A todos os professores do curso de Engenharia Civil da Unipampa. Levarei todos seus ensinamentos para a vida com muito carinho.

À TQS Informática Ltda, por disponibilizar a licença à Unipampa para a realização desse trabalho.

A DEUS!!!

RESUMO

A partir de certa altura as estruturas deixam de ser governadas por forças verticais e passam a serem preponderantemente governadas pelas forças horizontais. Diante desse fato, garantir a estabilidade global é uma necessidade imprescindível de todos os projetos. Nesse trabalho foram estudados três modelos e verificado a variação do parâmetro gama Z, deslocamentos máximos totais no topo do edifício, deslocamentos máximos entre pisos e a variação dos momentos de 2º ordem. O Modelo 1 sem núcleo rígido (M1SN) é composto apenas pelos pilares originais da planta arquitetônica. O Modelo 2 com núcleo rígido e pilares originais (M2CNPO) é composto pelos pilares originais mais a inserção do núcleo rígido. O Modelo 3 com núcleo rígido e pilares adequados (M3CNPA) é composto pelo núcleo rígido junto das dimensões adequadas dos pilares para atender os limites de serviço. Foi possível verificar o incremento da Estabilidade Global em cada um dos modelos e confirmar a eficácia desse elemento no controle dos efeitos de segunda ordem.

Palavras-Chave: Concreto Armado. Núcleo Rígido. Estabilidade Global.

ABSTRACT

After a certain point, structures are no longer governed by vertical forces and are predominantly governed by horizontal forces. Given this fact, ensuring global stability is an essential need for all projects. In this work, three models were studied and the variation of the gamma Z parameter, maximum total displacements at the top of the building, maximum displacements between floors and the variation of 2nd order moments were verified. The Model 1 without rigid nucleus (M1SN) is composed only of the original pillars of the architectural plan. Model 2 with rigid nucleus and original pillars (M2CNPO) is composed of the original pillars plus the rigid core insert. Model 3 with rigid core and suitable pillars (M3CNPA) is composed of the rigid core together with the appropriate dimensions of the pillars to reach the service limits. It was possible to verify the increase in Global Stability in each of the models and confirm the effectiveness of this element in controlling second order effects.

Keywords: Reinforced Concrete. Rigid Nucleus. Global Stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação ELU.....	19
Figura 2 - Representação ELS.....	20
Figura 3 - Estados Limites.....	20
Figura 4 - Desaprumo global.....	22
Figura 5 - Desaprumo local.....	23
Figura 6 - Forças devido ao vento.....	24
Figura 7 - Ação vertical versus Ação Horizontal.....	25
Figura 8 - Cargas de gravidade e Cargas horizontais.....	26
Figura 9 - Análise Não-Linear.....	27
Figura 10 - Efeitos de 2° ordem.....	29
Figura 11 - Configuração deformada e indeformada.....	29
Figura 12 - Tipos de efeitos de 2° ordem.....	30
Figura 13 - Iterações e sua posição deformada.....	31
Figura 14 - Deslocamentos horizontais de 1° ordem.....	32
Figura 15 - Forças nodais nos pavimentos.....	33
Figura 16 - Forças horizontais fictícias aplicadas.....	34
Figura 17 - Efeitos Globais versus Estabilidade Global.....	37
Figura 18 - Barra engastada com deslocamento horizontal.....	38
Figura 19 - Elementos de contraventamento e contraventados.....	40
Figura 20 - Quantidade de material por número de pavimentos.....	41
Figura 21 - Classificação dos sistemas estruturais.....	42
Figura 22 - Sistemas estruturais internos.....	42
Figura 23 - Sistemas estruturais internos.....	43
Figura 24 - Tipos de estruturas com pórticos.....	44
Figura 25 - Deformação nos pórticos.....	45
Figura 26 - Nó de pórtico.....	46
Figura 27 - Geometria dos nós.....	46
Figura 28 - Rotação nos nós.....	47
Figura 29 - Fenômenos que afetam a rigidez à rotação do nó.....	48
Figura 30 - Relação da ligação com os deslocamentos e esforços.....	48
Figura 31 - Relação deslocamentos horizontais com flexibilidade dos nós.....	49
Figura 32 - Tipos de núcleos rígidos.....	50
Figura 33 - Ligação dos lintéis.....	51

Figura 34 - Deformação do núcleo e pórtico	51
Figura 35 - Interação Núcleo e Pórtico	52
Figura 36 - Relação da rigidez do pórtico com os esforços no núcleo.....	52
Figura 37 - Planta de Forma	53
Figura 38 – Modelo Adotado no TQS.....	54
Figura 39 – Cargas de parede	55
Figura 40 – Cargas de laje	55
Figura 41 – Cargas de cobertura.....	56
Figura 42 - Determinação Ação do Vento	56
Figura 43 – Planta de formas modelo M1SN.....	57
Figura 44 – Planta de formas modelo M2CNPO	59
Figura 45 – Planta de formas modelo M3CNPA.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de gama Z modelo M1SN.....	58
Tabela 2 - Deslocamentos no topo modelo M1SN	58
Tabela 3 - Deslocamentos entre pisos modelo M1SN.....	58
Tabela 4 – Momentos de 1° e 2° ordem modelo M1SN	59
Tabela 5 - Valores de gama Z modelo M2CNPO	60
Tabela 6 - Deslocamentos no topo modelo M2CNPO	60
Tabela 7 - Deslocamentos entre pisos modelo M2CNPO	61
Tabela 8 - Momentos de 1° e 2° ordem modelo M2CNPO	61
Tabela 9 - Valores de gama Z Modelo M3CNPA.....	63
Tabela 10 - Deslocamentos no topo do edifício do modelo M3CNPA	63
Tabela 11 - Deslocamentos entre pisos Modelo M3CNPA	63
Tabela 12 - Momentos de 1° e 2° ordem do modelo M3CNPA	64
Tabela 13 - Variação dos deslocamentos totais M1SN/M2CNPO	65
Tabela 14 - Variação dos deslocamentos totais M2CNPO/ M3CNPA	66
Tabela 15 - Variação dos deslocamentos totais M1SN/ M3CNPA	66
Tabela 16 - Variação dos deslocamentos entre pisos M1SN/ M2CNPI	67
Tabela 17 - Variação dos deslocamentos entre pisos M2CNPO/M3CNPA	68
Tabela 18 - Variação dos deslocamentos entre pisos M1SN/M3CNPA.....	68
Tabela 19 - Variação dos momentos de 2° ordem M1SN/ M2CNPO.....	69
Tabela 20 - Variação dos momentos de 2° ordem M2CNPO/M3CNPA.....	70
Tabela 21 - Variação dos momentos de 2° ordem M1SN/M3CNPA	70
Tabela 22 - Variação do gama Z M1SN/ M2CNPO	72
Tabela 23 - Variação do gama Z M2CNPO/ M3CNPA	72
Tabela 24 - Variação do gama Z M1SN/ M3CNPA	72

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação entre os deslocamentos no topo do Edifício	65
Gráfico 2 - Comparação dos deslocamentos Entre Pisos do Edifício	67
Gráfico 3 - Comparação dos momentos de 2º ordem.....	69
Gráfico 4 - Comparação dos valores de gama Z.....	71

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
CTBUH – *Council on Tall Buildings and Urban Habitat*;
ELU – Estado Limite Último;
ELS – Estado Limite de Serviço;
FAVt – Fator Amplificador das Forças Verticais;
fck – Resistência Característica do Concreto;
NLF – Não Linearidade Física;
NLG – Não Linearidade Geométrica;
NLC – Não Linearidade de Contato;
NBR – Norma Brasileira;
M1SN – Modelo 1 Sem Núcleo Rígido;
M2CNPO – Modelo 2 Com Núcleo e Pilares Originais;
M3CNPA – Modelo 3 Com Núcleo e Pilares Alterados;
M1 – Momentos de Primeira Ordem;
M2 – Momentos de Segunda Ordem;

LISTA DE SIGLAS

γ_z – Coeficiente GamaZ;

α – Parâmetro de Instabilidade Alfa;

EI_{sec} – Rigidez secante;

A'_s - Área de aço comprimida;

A_s – Área de aço tracionada;

a_i – Deslocamento horizontal no pavimento analisado;

Δa_i – Deslocamento relativo entre pavimentos;

H_i – Força horizontal no pavimento analisado;

Nj_i – Força nocional na prumada e nível analisado;

h_i – Altura entre pavimentos;

α_1 – Limite de comparação do parâmetro de instabilidade alfa;

$\Delta M_{1,totd}$ – Momento de 1° ordem;

ΔM_{totd} – Momento de 2° ordem;

β – Fator de flexibilidade dos nós;

λ_{cr} – Fator de carga crítica de Euler;

P_{cr} – Carga crítica.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	15
1.1	Contextualização do estudo	15
1.2	Objetivos	17
1.2.1	Objetivo geral	17
1.2.2	Objetivos específicos.....	17
1.3	Justificativa.....	17
2.	REVISÃO DE LITERATURA	18
2.1	Estados limites	18
2.1.1	Estado limite último - ELU	18
2.1.2	Estado limite de serviço (ou de utilização) - ELS	19
2.2	Ações nas estruturas	21
2.2.1	Ações verticais.....	21
2.2.2	Ações horizontais	22
2.3	Estabilidade global	26
2.3.1	Não linearidade física - NLF.....	28
2.3.2	Não linearidade geométrica - NLG	29
2.3.3	Processo p-delta	30
2.3.4	Parâmetro de instabilidade alfa.....	35
2.3.5	Coeficiente γ_z (GAMA Z).....	36
2.4	Fatores que influenciam a estabilidade global.....	37
2.4.1	Ações horizontais	37

2.4.2	Ações verticais.....	38
2.4.3	Rigidez da estrutura	39
2.4.4	Interação solo-estrutura.....	39
2.5	Sistema estrutural.....	40
2.5.1	sistemas para estruturas altas.....	41
2.5.2	Sistema aporticado	43
2.5.2.1	Ligação viga-pilar	45
2.5.3	Núcleos rígidos.....	49
2.5.3.1	Interação com o sistema aporticado	51
3.	METODOLOGIA.....	53
3.1	Materiais utilizados e carregamentos	55
3.2	Determinação da ação de vento	56
4.	DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO	56
4.1	Modelo 01 sem núcleo rígido – M1SN	57
4.2	Modelo 02 com núcleo rígido e pilares originais – M2CNPO.....	59
4.3	Modelo 03 com núcleo rígido e pilares alterados – M3CNPA.....	62
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	64
5.1	Deslocamentos máximos totais	64
5.2	Deslocamentos máximos entre pisos	66
5.3	Análise dos momentos de 2º ordem.....	68
5.4	Análise dos valores de gama Z.....	71
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	73

7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....74

1. INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização do estudo

A construção de edifícios altos é uma realidade cada vez mais constante nos centros urbanos. Alguns dos objetivos motivadores para empreendimentos desse porte são: demonstrar imponência e poder, tornar a estrutura economicamente viável ou até ganhar mais área útil. A opção de construir alto é uma alternativa usada por muitas empresas no país.

O primeiro arranha-céu do Brasil foi o edifício Martinelli com 106m, no ano de 1929 em São Paulo. No séc. XX teve-se alguns expoentes, como o Rio Sul Center no Rio de Janeiro em 1982, com seus 163m. Já a partir do séc. XXI tivemos a construção do edifício mais alto da América Latina, ultrapassando a marca dos 200m, é ele o Yachthouse, com 280m de altura.

De acordo com o *Council on Tall Buildings and Urban Habitat – CTBUH* (2020), líder mundial em recursos para profissionais focados em projeto, construção e operação de edifícios altos e cidades futuras, há três parâmetros que influenciam no enquadramento da definição de um edifício alto: altura relativa ao contexto onde está inserido; proporção ou esbeltes; tecnologias relevantes a um edifício alto.

O primeiro se refere da proporção do edifício frente aos seus vizinhos. O segundo descreve que um prédio pode ter uma altura considerável, mas, no entanto, ter uma base muito grande, tendo então uma esbeltes reduzida. O último descreve um edifício que possui tecnologias como: elevadores, sistema controlador de vibrações, estabilizadores para a ação do vento.

Uma definição mais simplista dada pelo CTBUH, no entanto usada também, pode ser referência para avaliar edifícios altos. Essa estabelece que uma edificação com 14 ou mais pavimentos – ou com mais de 50 metros de altura – pode ser enquadrada como um edifício alto. Dessa maneira, caso o edifício seja enquadrado em uma ou mais das categorias acima citada ele pode ser definido como um edifício alto.

E quando falamos de estruturas verticais e com tendência a serem esbeltas, precisa-se atentar para o fato de as forças horizontais terem um papel fundamental na análise estrutural. Essas ações, ao contrário do senso comum, não influenciam na estabilidade global, apenas geram os efeitos de primeira ordem. Já as ações

verticais provocam a rotação dos nós da estrutura e conseqüentemente sucessivos deslocamentos que convergirão a um valor máximo aceitável dentro da estabilidade, caso a estrutura seja efetivamente estável. (MONCAYO, 2011)

Para a construção de estruturas altas pode-se ter vários tipos de sistemas estruturais, esses dependerão da análise de algumas variáveis em questão, como: altura do edifício, localidade, custo, tempo de execução, etc. Por exemplo, um sistema convencional formado por pórticos espaciais tem um comportamento diferente quando há ação conjunta de pórticos espaciais e núcleos rígidos, este tende a ser um elemento mais eficiente frente ao deslocamento horizontal devido ao aumento de rigidez e esse não tanto. (SANTOS, 2018)

Uma das técnicas utilizadas para conter a ação das forças horizontais é projetar núcleos rígidos em torno da caixa dos elevadores ou escadas. Esses elementos conferem uma grande rigidez à torção e a deslocamentos horizontais do edifício, e, como ficam num local estratégico, não afetam a disposição arquitetônica da obra.

Assim, o núcleo pode estar locado em diferentes posições na arquitetura, tudo dependendo do local do elemento arquitetônico que irá tomar lugar. É preciso atentar para o fato de que, dependendo do local posicionado, poderá ser mais, ou menos, eficiente do ponto de vista da análise estrutural. Visto que um elemento de grande rigidez fora do centro de massa tenderá a causar grande torção sob a ação de forças horizontais. (SANTOS, 2018)

Existem edifícios em que o núcleo rígido é a principal fonte de estabilidade lateral. Exemplo disso é o edifício *432 Park Avenue*, o qual é estabilizado a partir de um núcleo rígido junto da ação de *outriggers*. Porém, quando o núcleo interage com o sistema de pórticos há a união dos comportamentos desses dois elementos estruturais. Um terá o deslocamento maior em uma dada altura do edifício, e o outro terá uma maior resistência ao deslocamento nessa mesma altura. Ocorrendo, então, uma compensação de contribuição para a indeslocabilidade lateral. (GUILARDI, 1999)

Assim, utilizando um sistema computacional procurará ser analisado qual o comportamento da estabilidade global de um edifício quando este deixa de ser composto por apenas pórticos espaciais e passa a ter a contribuição do núcleo rígido no seu sistema de contraventamento. O software utilizado será o sistema

CAD/TQS, que é um sistema já consagrado no meio dos engenheiros estruturais como um software de excelência.

Muitas situações estariam envolvidas caso fosse ser analisado a influência total do núcleo rígido na estrutura. Aspectos como torção na estrutura, influência da sequência de carregamento, encurtamento dos elementos verticais e Interação Solo-Estrutura não estão sendo considerados nesta pesquisa.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar a estabilidade global de um edifício ao ser inserido o núcleo rígido na sua estrutura.

1.2.2 Objetivos Específicos

1. Modelar e analisar a Estabilidade Global dos edifícios por meio de um software comercial;
2. Comparar os dados da Análise de Estabilidade Global do Edifício com o Núcleo Rígido e sem o Núcleo Rígido, mantendo as seções originais dos pilares;
3. Elaborar um Modelo do Edifício com Núcleo Rígido que atenda todos os parâmetros de Estabilidade Global e deslocamentos, modificando, assim, as seções dos pilares;

1.3 Justificativa

A construção de edifícios que necessitam de uma estrutura de contraventamento mais robusta tem se mostrado cada vez mais frequente. Principalmente em regiões nas quais a incidência de tempestades com ventos fortes são frequentes. Assim, a adoção de um núcleo rígido é uma ótima solução para esse problema.

Dessa maneira, compreender como se comportará a estabilidade global de um edifício unindo pórticos e núcleo é de suma importância para uma correta

modelagem estrutural visando à eficiência e segurança. Devido a isso, buscar-se-á responder a questão: Qual o comportamento de um edifício, quanto à sua estabilidade global, ao ser adotado o sistema estrutural de núcleo rígido?

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Estados Limites

Todas as estruturas deverão se comportar bem em pelo menos três diferentes aspectos: quanto à segurança, desempenho em serviço e durabilidade (ARAÚJO, 2014).

A segurança diz respeito a não ocorrência de ruptura ou perda de equilíbrio estático durante sua vida útil, e nisso se inclui a fase construtiva da estrutura. O desempenho de seu comportamento em serviço se relaciona aos limites máximos de deformações e formação de fissuras, pois esses podem tanto causar desconfortos aos usuários bem como afetar a segurança da estrutura em si. E a durabilidade é o requisito da estrutura se manter habitável, sem grandes reparos, durante o tempo de vida útil para o qual foi projetada.

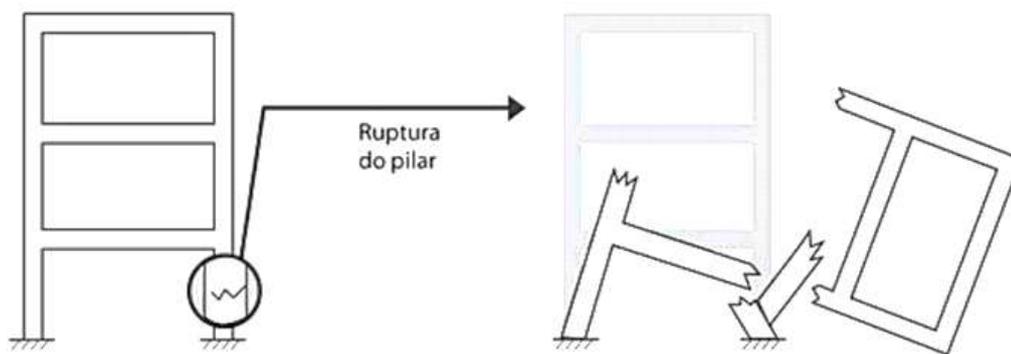
Dentro desses aspectos estão estabelecidos os Estados Limites, que, como o próprio nome diz, são determinados limites de comportamento, os quais não são almejados que a estrutura atinja. Quando algum Estado Limite é alcançado, a estrutura pode deixar de atender aos aspectos necessários para um uso confortável pelo usuário, bem como apresentar riscos graves de segurança. (KIMURA, 2018)

Dessa maneira, definem-se dois estados limites que todas as estruturas devem atender, são esses os Estados Limites Últimos – ELS e os Estados Limites de Serviço – ELS.

2.1.1 Estado limite último – ELU

Ao analisar a NBR 6118 (2014) é possível perceber que esse Estado Limite está diretamente ligado à segurança. Quando a estrutura apresenta riscos na sua integridade estrutural (figura 1), seja por meio de uma ruptura parcial ou total, há a paralisação do seu uso pleno.

Figura 1 - Representação ELU



Fonte: Kimura (2007, pg. 61)

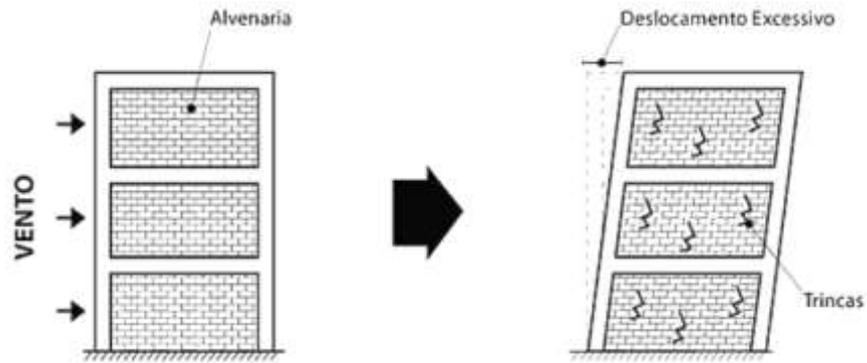
De acordo com Kimura (2018), alguns exemplos de fatores que podem levar a estrutura a atingir o Estado Limite Último são:

- Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Solicitação Dinâmica excessiva;
- esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem.

2.1.2 Estado limite de serviço (ou de utilização) - ELS

A NBR 6118 (2014) especifica que os aspectos relacionados com o conforto do usuário, durabilidade, aparência e boa utilização dizem respeito ao Estado Limite de Serviço. Bem se sabe que a solicitação à edificação varia bastante durante a vida útil, porém, mesmo no momento mais solicitado deve manter os aspectos de estados limites de serviço requerido. Um ELS não necessariamente implica em ruína, mas afeta diretamente o uso pleno da edificação (figura 2).

Figura 2 - Representação ELS



Fonte: Kimura (2007, pg. 62)

De acordo com Kimura (2018), alguns exemplos de fatores que podem levar a estrutura a atingir o Estado Limite de Serviço são:

- Deslocamento excessivo dos elementos estruturais;
- Vibrações excessivas que causem desconforto ao usuário;
- Trincas.

Assim, as ações geram respostas da nossa estrutura, e essa resposta precisa estar dentro de alguns parâmetros, que são os Estados Limites. O Estado Limite Último, então, diz respeito à segurança da nossa estrutura, enquanto o Estado Limite de Serviço é um fator voltado ao bom desempenho dela. Assim, pode-se perceber que uma estrutura está segura se o ELU é garantido e é funcional se o ELS é garantido também. A figura 3 resume tudo o que foi apresentado até agora:

Figura 3 - Estados Limites



Fonte: Kimura (2007, pg. 60)

Ao analisarmos todos os tipos de ações que agem nas estruturas verifica-se várias fontes causais. Porém, elas podem ser separadas em dois grandes grupos em função da direção de atuação, com isso têm-se dois tipos: as ações verticais e as ações horizontais (MONCAYO, 2011).

2.2 Ações nas estruturas

As edificações são das mais diversificadas formas e usos, e, portanto, agregam em suas estruturas diferentes tipos de ações. Considerar todas as ações possíveis que venham a agir, bem como as que são preponderantes, é de suma importância para um projeto de alta qualidade e, principalmente, seguro. Essa fase é crucial para todo o desenvolvimento do projeto, pois é a partir dela que a estrutura será concebida, um erro de consideração nos carregamentos que agem em uma estrutura poderia causar desde desperdícios de materiais, mão de obra, até algo mais grave como a perda de estabilidade ou colapso. (SANTOS, 2017)

2.2.1 Ações verticais

De acordo com a NBR 6120/2019 as ações verticais que agem em nossas estruturas provêm de duas parcelas: cargas permanentes e cargas acidentais. Essas podem ser consideradas as ações de maior influência nas estruturas de concreto armado (DINIZ, 2017).

2.2.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são todas aquelas que fazem parte da construção da edificação em si, ou seja, peso dos elementos estruturais, revestimentos, alvenarias, podendo haver outras como, por exemplo, empuxo e protensão.

2.2.1.2 Cargas acidentais

As cargas acidentais são todas aquelas geradas por meio do uso da edificação. Segundo a NBR 6120/2019 são pessoas, móveis, veículos, etc. Essas cargas são distribuídas uniformemente sobre cada área da edificação de acordo com o mínimo estabelecido na referida norma.

2.2.2 Ações horizontais

As ações horizontais podem ser provenientes de várias fontes, alguns exemplos são empuxos, sismos, vento, desaprumo global. No entanto, aqui será dada ênfase no vento e desaprumo global, pois são as ações de maior importância e recorrência nas nossas estruturas.

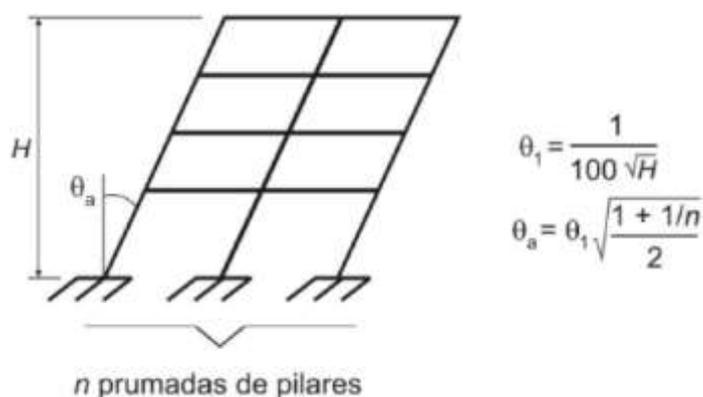
2.2.2.1 Desaprumo global

Se analisarmos uma prumada de pilar, é logicamente possível prever que o eixo dos elementos do conjunto de lances de pilares não estarão totalmente alinhados. Isso é uma imperfeição geométrica que todas as estruturas possuem, e causa esforços adicionais levando à necessidade de considerá-la nos projetos. (KIMURA, 2018)

Essas possíveis imperfeições das nossas estruturas, falta de precisão na hora de executá-las, simplificações de cálculos nos projetos, dentre outras coisas, em grande parte são fatores levados em conta na hora de aplicar os coeficientes de segurança. Porém, aqueles provenientes do desvio do eixo das peças não estão sendo considerados em nenhum fator de segurança.

Fato esse que faz necessário uma análise a mais pelo engenheiro na hora de projetar, pois essa ação pode aumentar consideravelmente a falta de estabilidade da estrutura. (MONCAYO, 2011) No item 11.3.3.4.1 “Imperfeições globais” da NBR 6118 (2014) deve ser levado em conta, obrigatoriamente, o desaprumo dos elementos verticais, de acordo com a figura 4.

Figura 4 - Desaprumo global



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, pg. 59)

Onde:

$\theta_{1mín} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1máx} = 1/200$;

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

No entanto, a norma também faz algumas considerações visando a concomitância e prioridade de ações sobre cada tipo de estrutura. Isso é feito ao descrever os seguintes itens:

a) Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.

b) Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1mín}$, conforme definido acima.

c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1mín}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

Uma ressalva elencada é que essa ação devido ao desaprumo não deve ser levada em conta quando a estrutura for verificada para o Estado Limite de Serviço. Há também os desaprumos locais (figura 5), esses ocorrendo apenas em um lance de pilar. Porém, para as estruturas reticuladas é suficiente analisar apenas a falta de perfeição geométrica da prumada de pilares.

Figura 5 - Desaprumo local

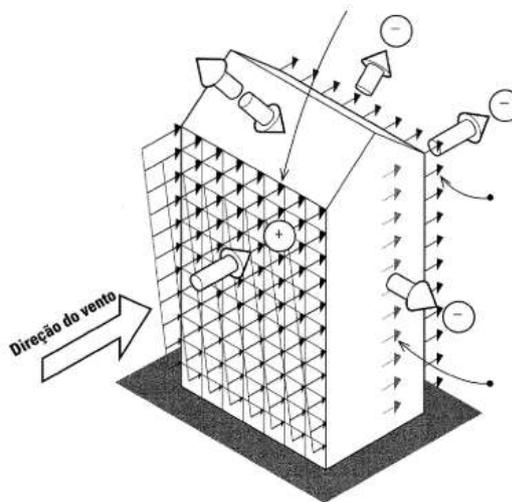


Fonte: Kimura (2007, pg. 69)

2.2.2.2 Vento

O vento age sempre perpendicular ao seu plano de ação. Na direção principal há sempre sobrepressão, ou seja, haverá uma força de arrasto que tenderá a empurrar o edifício (figura 07). Por outro lado, quando o vento passa pela edificação há uma zona de baixa pressão na parte de trás, onde serão criadas forças de sucção. Conforme o escoamento deixa de ser laminar e passa a ser turbulento, vórtices são gerados e poderão implicar em movimentos oscilatórios na estrutura também.

Figura 6 - Forças devido ao vento

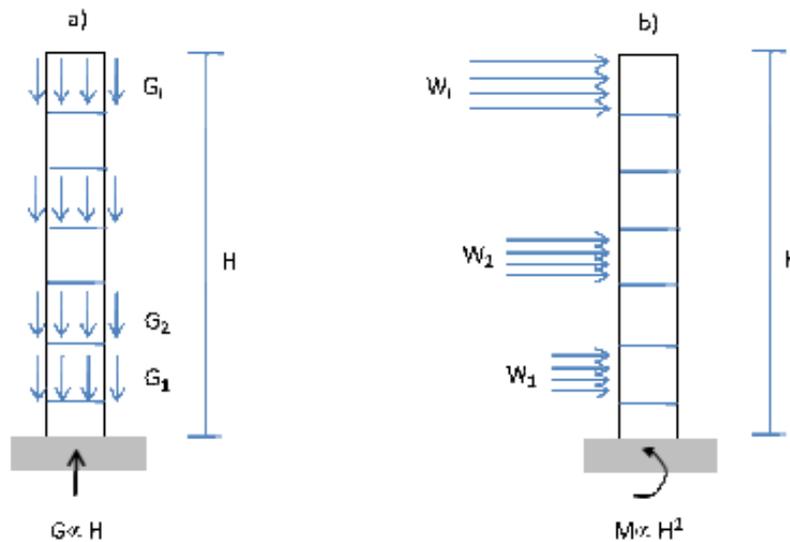


Fonte: Ching (2010, pg. 190)

Como ação horizontal o vento se encontra em destaque principal de atuação. Ele é o responsável por gerar deslocamentos na estrutura, dando o start para o aparecimento dos efeitos globais de 2º ordem e o comportamento Não Linear Geométrico da estrutura (DINIZ, 2017).

De fato, se analisarmos as ações verticais que foram expostas anteriormente, é possível perceber que seu incremento se dá linearmente em função da altura. Como sua ação é garantida pela massa e a aceleração gravitacional da Terra, ao passo que a construção for ficando robusta a ação aumenta linearmente. Já a ação do vento tem um comportamento diferente, a carga de vento varia linearmente em função da altura, mas o momento gerado por essa carga será expresso quadraticamente, o que implica em uma ação bem maior quanto mais alto for o edifício, conforme pode ser visto na figura 08. (CAMARINHA, 2008)

Figura 7 - Ação vertical versus Ação Horizontal

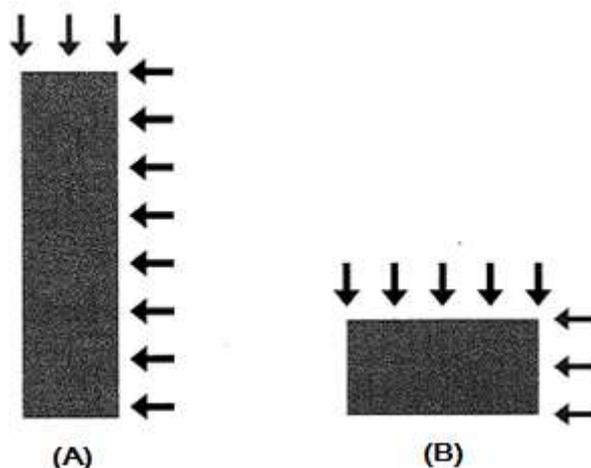


Fonte: Camarinha (2008, pg. 02)

Assim, o que ocorre é o fato de que em edifícios altos as ações horizontais se tornam um aspecto predominante no projeto. Não que as cargas verticais não devam ser analisadas com grande cuidado, até pois o peso próprio cresce muito também. Porém, a estabilização é a principal preocupação em estruturas esbeltas. Tanto as verificações para o ELU quanto para o ELS se tornam bastante particulares, pois não é somente o problema de colapso, mas também que o usuário se sinta confortável ao usar o edifício, sem vibrações ou oscilações excessivas. (CAMARINHA, 2008)

Dessa maneira, algumas inferências são possíveis de fazer quanto ao governo de dimensionamento para edifícios com maior, ou menor, esbeltes. À medida que a altura aumenta as cargas horizontais passam a ser predominantes, e nesse aspecto o vento tem papel crucial. Por outro lado, em estruturas mais largas as cargas verticais passam a ser o foco principal no projeto. A figura 09 exemplifica isso.

Figura 8 - Cargas de gravidade e Cargas horizontais



Fonte: Adaptado Ching (2010, pg. 189)

Ao compreendermos as ações que agem nas estruturas, e visando aprofundar aquelas que são preponderantes nas estruturas de grande altura, observa-se que os carregamentos horizontais tem um papel principal na análise. No entanto, é necessário entender como uma estrutura de concreto armado se comporta frente a essas ações, qual que seriam os elementos que resistiriam às ações horizontais e como melhorar seu comportamento.

2.3 Estabilidade Global

Como foi possível compreender no capítulo anterior, em edifícios esbeltos a combinação de ações horizontais tem efeitos significativos na estabilidade estrutural, pois esse tipo de estrutura tende a ser esbelta e, portanto, com ponto crítico quanto à estabilidade. (FREITAS FILHO, 2002) Com isso, avaliar a estabilidade global tem papel fundamental para garantir a segurança do projeto. (OLIVEIRA et al., 2017)

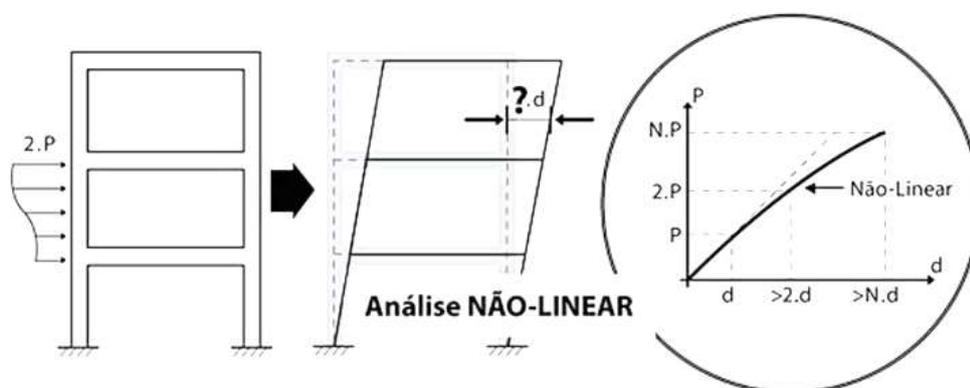
A análise de estabilidade global tem por objetivo observar os fatores que compõem a estrutura, sejam eles elementos estruturais, característica física e geométrica, ou os carregamentos que estão agindo. Dessa maneira, como resultado final ter-se-á uma visão geral de qual é a resposta com relação aos deslocamentos, bem como será possível definir quais são os elementos principais que garantirão a estabilidade frente às ações horizontais. (FREITAS, 2015)

Lima (2019) ressalta que duas coisas são de suma importância na influência da estabilidade global, são elas a análise não linear das estruturas de concreto

armado e a escolha do sistema de contraventamento. A análise não linear leva a estrutura ter uma resposta não proporcional com o carregamento aplicado. Na realidade, a resposta quanto a deslocamentos e tensões será desproporcional em maior ordem de grandeza quanto maior o carregamento. (KIMURA, 2018)

Como pode ser verificada na figura 9, a análise linear é representada pela linha tracejada enquanto a não linear é representado pela contínua. E a desproporção gerada por uma análise não linear implica em um deslocamento maior que “2d” quando a carga “2P” é aplicada.

Figura 9 - Análise Não-Linear



Fonte: Kimura (2007, pg. 461)

Isso se deve a basicamente três causas: a não linearidade física (NLF), não linearidade geométrica (NLG) e a não linearidade de contato (NLC).

A NLF concerne ao comportamento do material, sendo o concreto armado um material com comportamento não linear. A NLG, como o próprio nome diz, tem relação com a geometria da nossa estrutura, a maneira que ela se comporta quando são impostos os carregamentos. Por fim, a NLC tem relação com as condições de contorno dos apoios, então, por exemplo, uma ligação do 3º gênero viria a se tornar do 2º gênero. Em estruturas de concreto armado moldado no local consideramos apenas as duas primeiras. (MONCAYO, 2011)

Esses fatores alteram o comportamento da estrutura, e isso é refletido nos projetos de concreto armado, os quais devem levar em conta esses aspectos. Isso é de extrema importância na análise de edifícios altos e estruturas esbeltas em geral, pois esses têm elementos estruturais esbeltos os quais terão deslocamentos e esforços afetados pelo comportamento não linear da estrutura. (KIMURA, 2018)

2.3.1 Não linearidade física – NLF

A NLF diz respeito ao material que compõe as estruturas, nesse caso, o concreto. Isso provém diretamente do comportamento desse material ao analisarmos o diagrama tensão/deformação, o qual apresentará uma parábola e não reta como função. Outra coisa que causa esse comportamento é o fenômeno de fissuração, pois, à medida que ocorre, a rigidez do elemento estrutural mudará. (KIMURA, 2018)

A NBR 6118 (2014) explicita que ao analisarem-se os esforços globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas, a NLF pode ser obtida de uma maneira simplificada ao reduzir a rigidez dos elementos estruturais por meio de alguns fatores. Vale ressaltar que essa simplificação é válida somente para estruturas com o mínimo de quatro pavimentos. Veja a seguir os fatores de redução:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$

- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para $A'_s \neq A_s$
 $(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c$ para $A'_s = A_s$

- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$

Onde:

I_c é a inércia da seção;

E_c é o módulo de deformação do concreto;

A'_s é a área de aço comprimida;

A_s é a área de aço tracionada.

Esses fatores demonstram uma forma simplificada de assumir a NLF apenas na análise da estabilidade global. Não se podem utilizar esses fatores para análise local dos elementos isolados, pois eles são uma aproximação. (MONCAYO, 2011)

É fácil de verificar a limitação dos fatores de redução de rigidez se for analisado a variação da fissuração e fluência do concreto ao longo dos lances de pilares de um edifício. É claro que irá variar, e junto a isso a NLF também. Portanto, assumir um valor único para representar a NLF é uma aproximação válida somente no caso exposto acima.

2.3.2 Não linearidade geométrica – NLG

A Não Linearidade Geométrica acontece quando a estrutura muda de posição no espaço. Quando por influência de cargas, sejam elas horizontais ou verticais, ocorre a translação dos nós da estrutura, essa terá seu equilíbrio na condição deformada. E ao analisar o equilíbrio da estrutura nessa posição há o surgimento dos esforços de segunda ordem global. (WORDELL, 2003)

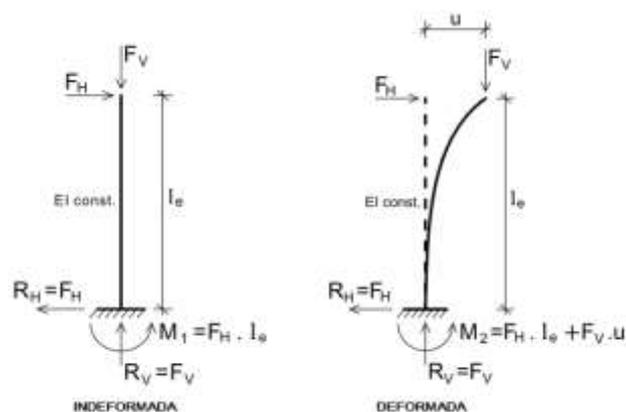
Figura 10 - Efeitos de 2º ordem



Fonte: Kimura (2007, pg. 546)

Há uma grande diferença em analisar a estrutura na sua forma deformada ou indeformada. Conforme pode ser visto na figura 11 a estrutura na situação indeformada gera os esforços de primeira ordem, já a situação deformada tem uma segunda parcela de esforços que são os de segunda ordem. Esse acréscimo de esforços será composto por sucessivas parcelas até a estrutura estabilizar totalmente. (KUSTER, 2014)

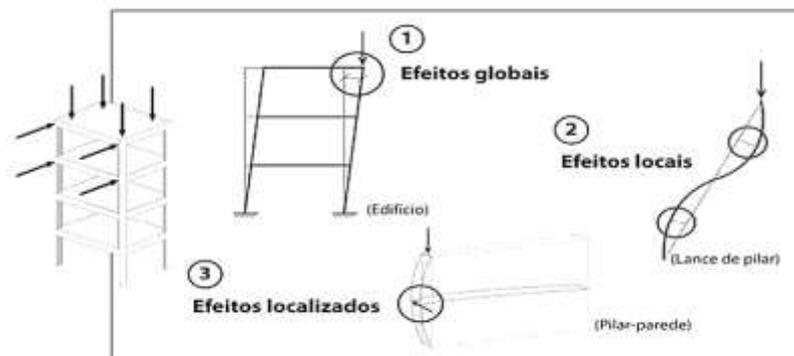
Figura 11 - Configuração deformada e indeformada



Fonte: Adaptado Moncayo (2011, pg. 29)

A NBR 6118 (2014) no seu item 15.4.1 esclarece que há três tipos de efeitos de 2º ordem: globais, locais e localizados. Os globais agem na estrutura como um todo, já os locais e localizados estão contidos em um único elemento estrutural. A figura 13 representa esses três tipos de efeitos.

Figura 12 - Tipos de efeitos de 2º ordem



Fonte: Kimura (2007, pg. 556)

De acordo com a NBR 6118 (2014) as estruturas podem ser classificadas como de nós móveis ou de nós fixos. Quando a estrutura tem seus esforços globais de 2º ordem maiores do que 10% os de 1º ordem, então se diz que são estruturas de nós móveis, e é necessário analisar os efeitos de 2º ordem globais. Quando os esforços de 2º ordem são menores do que 10% dos de 1º ordem, então a norma permite desprezar seus efeitos. No entanto, em ambos os casos deve ser considerado os efeitos locais e localizados.

Em complemento a isso, é preciso perceber que independente do tipo de estrutura, seja ela esbelta ou não, seus nós, por minimamente que seja, irão se movimentar. Portanto, não existe estrutura de nós totalmente fixos, em todas acontece o fenômeno P-delta, porém em algumas com maior intensidade, tornando necessária a análise de 2º ordem.

2.3.3 Processo P-Delta

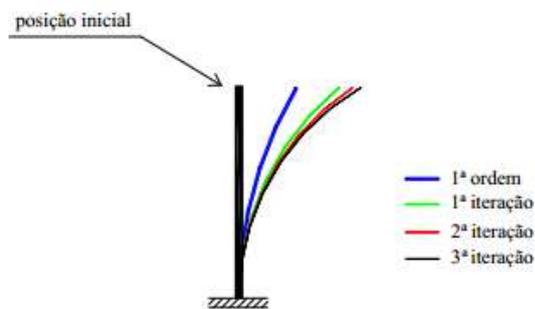
De acordo com LOPES (2005, apud MONCAYO 2011) o P-Delta ocorre nas estruturas em que há a combinação de um elemento sujeito a uma carga axial e um deslocamento horizontal, esse entre a posição inicial e final do elemento ao se deformar.

Então, esse processo é uma maneira de analisar a não linearidade geométrica. Dado o fato que essa não linearidade tem em si o aspecto de equilibrar a estrutura na condição deformada, o P-Delta nada mais é do que um meio de descrever esse processo de equilíbrio. Logo, ele não é um parâmetro que verifica a estrutura, porém ainda assim é possível obter os esforços de 2º ordem. (FREITAS, 2015)

O processo P-Delta pode ser feito por vários métodos, e MONCAYO (2011) cita alguns: Método de Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa. Porém, ele ressalta que o mais conhecido, e que será apresentado nesse trabalho, é o Método da Carga Lateral Fictícia.

Então, são feitas várias iterações, a partir do método utilizado, até se chegar à posição final de equilíbrio, como demonstrado na figura 14.

Figura 13 - Iterações e sua posição deformada



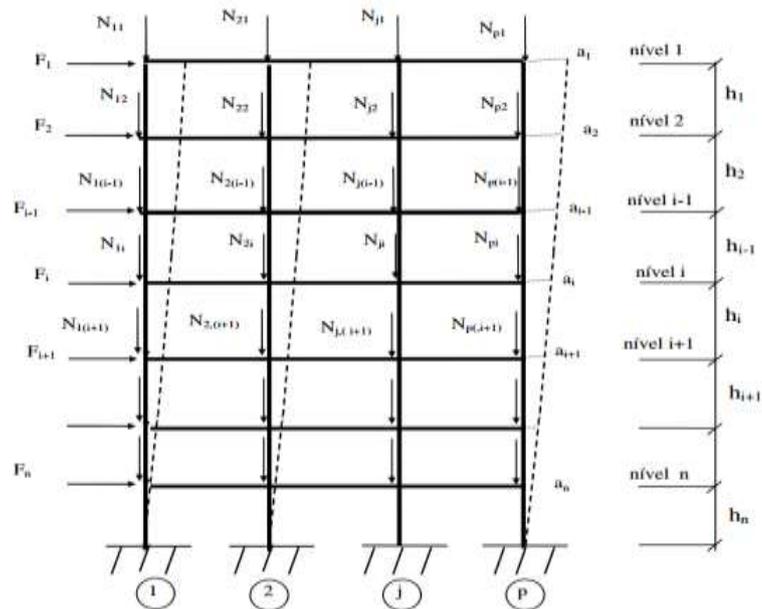
Fonte: Lima (2001, pg. 81)

No caso de pórticos, segue a mesma lógica, obtém-se a análise de primeira ordem e então se pode proceder com o algoritmo de aplicar as forças fictícias e obter novos deslocamentos. O limite recomendado por MONCAYO (2011) para parar o processo é quando a precisão entre os deslocamentos das sucessivas iterações chegarem à ordem de 0,01%.

As etapas para a obtenção das forças fictícias em pórticos podem ser determinadas de acordo com a explicação de (LONGO, 2016).

Primeiramente obtêm-se os deslocamentos horizontais da análise de 1º ordem:

Figura 14 - Deslocamentos horizontais de 1º ordem



Fonte: Longo (2016)

Após obter os deslocamentos “ a_i ” de cada pavimento, calculam-se os deslocamentos relativos Δa_i , dados por $\Delta a_i = (a_i - a_{i+1})$.

Conhecendo a força axial no nó do pavimento “ i ” que está sendo analisado, e a distância “ h_i ” entre os pavimentos, calcula-se a força que traduz o momento binário resultante em cada pavimento devido ao deslocamento, essa dada por:

$$H_i = \frac{\sum N_{j,i} * \Delta a_i}{h_i} \quad \dots(1)$$

Onde,

H_i é a força horizontal agindo no pavimento;

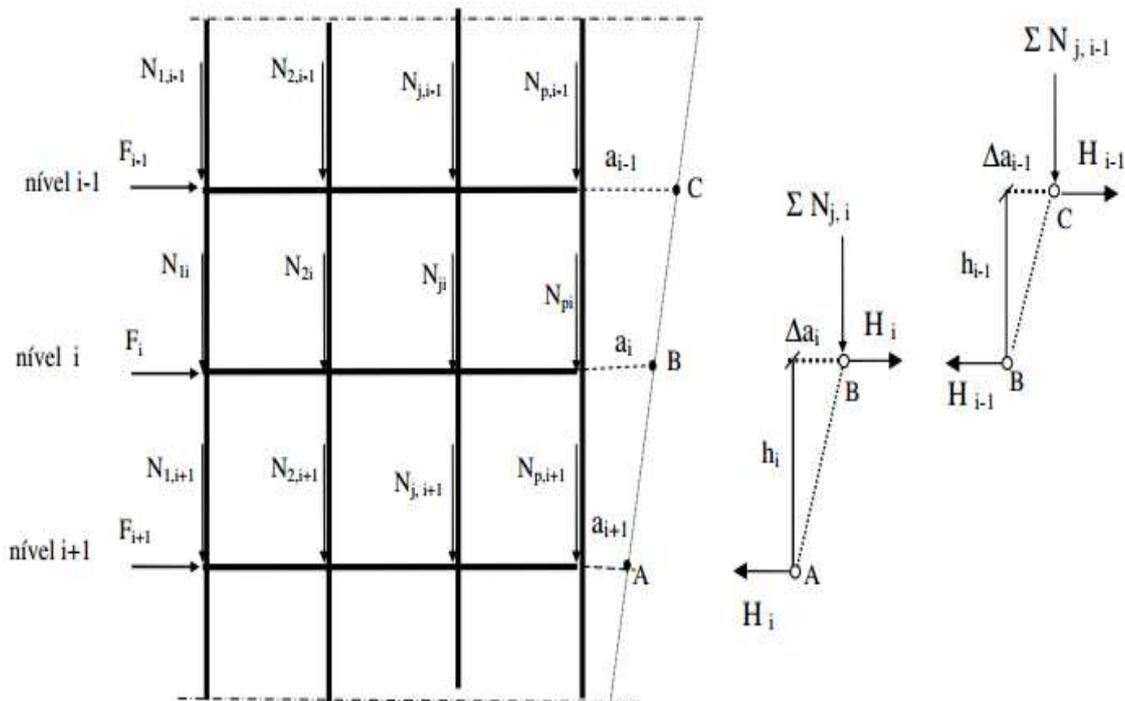
$\sum N_{j,i}$ é o somatório de carregamentos axiais até o pavimento analisado;

Δa_i é o deslocamento relativo entre pavimentos;

h_i é a altura entre os níveis de pavimentos.

Ao subtrair as forças nodais do pavimento analisado e do pavimento subsequente obtêm-se as forças horizontais fictícias, conforme demonstrado na equação (2).

Figura 15 - Forças nodais nos pavimentos

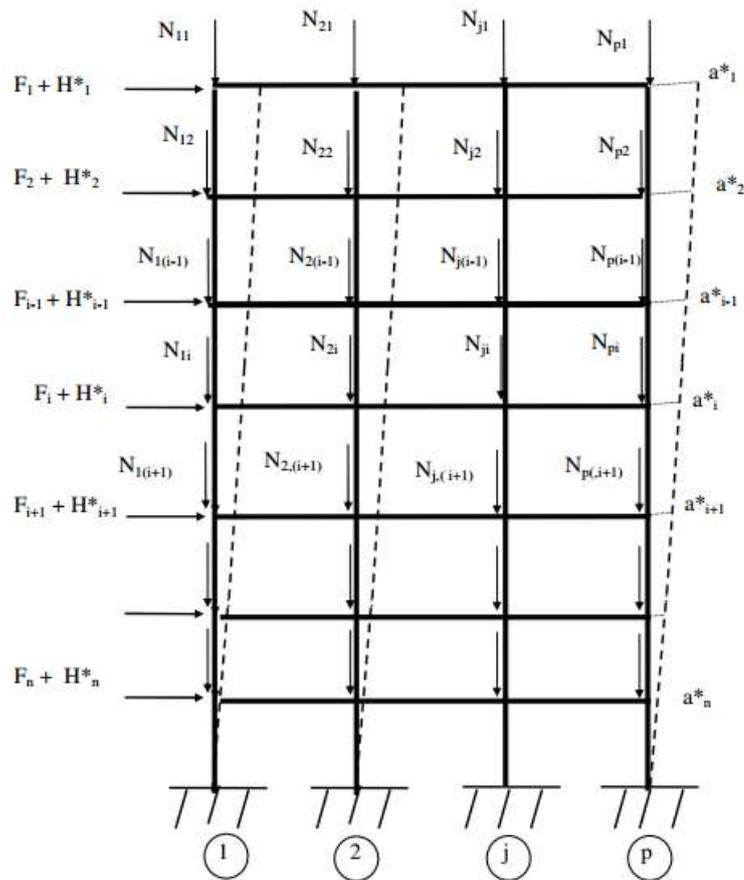


Fonte: Longo (2016)

$$H^*_i = \frac{\Sigma N_{j,i} * \Delta a_i}{h_i} - \frac{\Sigma N_{j,i-1} * \Delta a_{i-1}}{h_{i-1}} \quad \dots(2)$$

Por fim, essas forças horizontais fictícias (Figura 17) devem ser somadas às forças horizontais iniciais (forças utilizadas na análise de primeira ordem) e aplicadas ao novo deslocamento obtido na iteração que acabou de ser realizada. Esse processo é repetido até chegar-se à precisão adotada, obtendo-se uma convergência, e no final ter-se-á os esforços de segunda ordem.

Figura 16 - Forças horizontais fictícias aplicadas



Fonte: Longo (2016)

Esse procedimento retrata o comportamento da estrutura. E esse comportamento é alterado por alguns fatores, que reflete diretamente na magnitude do P-Delta. (IGLESIA, 2018) São eles:

- A magnitude da carga axial;
- Rigidez e esbeltes global da estrutura;
- Esbeltes dos elementos individuais.

Porém, durante um período de projeto o que o engenheiro precisa é de uma avaliação mais direta sobre a deslocabilidade e estabilidade da estrutura. A NBR 6118 (2014) fornece dois parâmetros para isso, são eles o Parâmetro α e o Coeficiente γ_z .

2.3.4 Parâmetro de instabilidade Alfa

Esse é um dos parâmetros definido pela NBR 6118 (2014) para a avaliação da estabilidade global. Ele apenas avalia o comportamento da estrutura frente aos efeitos de 2º ordem, classificando-a como de nós móveis ou de nós fixos. Após é necessário ser feito a consideração dos esforços adicionais, pois não é gerado durante o processo de avaliação. (OLIVEIRA et al., 2017)

A NBR 6118 (2014) define seu cálculo pela seguinte expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad \dots(3)$$

Se a desigualdade “ $\alpha \leq \alpha_1$ ” for mantida, então a estrutura é de nós fixos, caso não é de nós móveis. Sendo “ α_1 ” dado por:

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

Onde:

n é o número de níveis dos pavimentos acima da fundação ou de um ponto deslocável do subsolo;

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

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

$E_{cs} I_c$ é o somatório de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

A norma também ressalta que o limite de $\alpha_1 = 0,6$ para $n \geq 4$ é aplicável para as estruturas mais usuais. Também quando há a associação de pórticos com pilares-parede, deve ser adotado $\alpha_1 = 0,6$, e, caso o contraventamento for composto apenas por pilares parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Já se for usado apenas pórticos o limite é $\alpha_1 = 0,5$.

O Parâmetro Alfa foi deduzido por Beck e König em 1967 e definido como parâmetro de instabilidade por Mario Franco. Porém, tem algumas limitações na aplicação de estruturas muito assimétricas ou que porventura venham ter

deslocamentos horizontais causados por ação de carregamentos verticais, sendo, na prática, menos utilizado que o coeficiente Gama Z. (MONCAYO, 2011)

2.3.5 Coeficiente γ_z (Gama Z)

A formulação do Gama Z foi deduzida pelos engenheiros brasileiros Augusto Carlos de Vasconcelos e Mario Franco. Além de avaliar a estrutura ele também estima os esforços de segunda ordem a partir da aplicação de um fator demonstrado na NBR 6118/(2014) Para aplicar o coeficiente, é necessário adotar os valores reduzidos de rigidez que foram apresentados anteriormente.

O γ_z para uma determinada combinação de ações é obtido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \dots(4)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento dado pela soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com valores de cálculo, em relação à base da estrutura. Esse é o momento das forças de 1º ordem;

$\Delta M_{tot,d}$ é o momento dado pela soma dos momentos de todas forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais obtidos na análise de 1º ordem. Esse é o momento de 2º ordem;

A estrutura será de nós fixos quando $\gamma_z \leq 1,1$, dispensando a consideração dos efeitos globais de 2º ordem. E será de nós móveis quando $\gamma_z > 1,1$, sendo obrigatória a consideração dos efeitos globais de 2º ordem. Com isso, caso seja comprovado a situação de nós móveis, a NBR 6118 (2014) fornece uma solução aproximada para majorar os esforços de 1º ordem a fim de obter os de 2º ordem, a qual é dada ao majorar os esforços horizontais originais por $0,95\gamma_z$. Isso é válido apenas para $\gamma_z \leq 1,3$.

Os valores do coeficiente γ_z são de fácil interpretação. Por exemplo, caso haja um $\gamma_z = 1,10$ isso implica que os efeitos de 2º ordem são em torno de 10% dos efeitos de primeira ordem. KIMURA (2018) analisou os valores mais correntes de γ_z e chegou às seguintes conclusões:

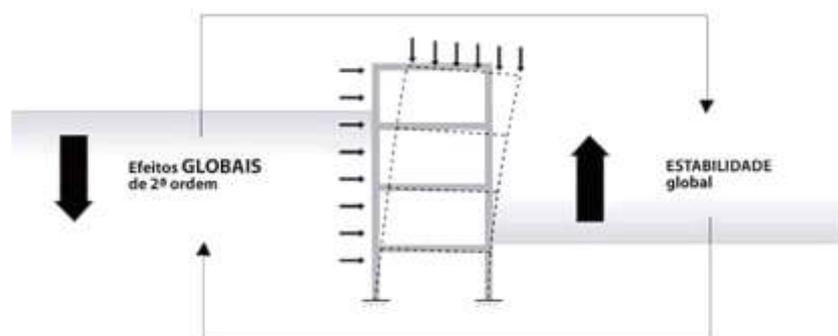
- Valores usuais e comuns são aqueles um pouco acima de 1. Como: 1,10, 1,15, 1,20;

- Valores de $\gamma_z > 1,5$ indicam alta instabilidade ou impraticabilidade. Como: 1,8, 1,9, 2,0;

- Valores de $\gamma_z < 1$, ou negativos, são errôneos e demonstram algum tipo de erro ou, então, uma estrutura totalmente instável.

A Estabilidade global de uma edificação é inversamente proporcional aos efeitos Globais de 2º ordem. A Figura 18 apresenta um resumo do que foi discutido.

Figura 17 - Efeitos Globais versus Estabilidade Global



Fonte: Kimura (2018, pg. 386)

2.4 Fatores que influenciam a estabilidade global

Inúmeros fatores podem influenciar a estabilidade global de uma edificação. No entanto, a seguir serão comentados três que afetam diretamente os parâmetros estudados anteriormente.

2.4.1 Ações horizontais

Os carregamentos horizontais não afetam a estabilidade global de uma estrutura. (FREITAS, 2015) Isso pode soar um tanto estranho, pois, como foi comentado no capítulo sobre ações, o vento é a principal causa e é também o responsável por dar o início no deslocamento dos nós da estrutura.

No entanto, independente se a velocidade do vento é aumentada de 20 m/s para 50 m/s, o Coeficiente γ_z não mudará. Isso ocorre pois aumentando a ação horizontal o deslocamento aumentará na mesma proporção, o que implica em

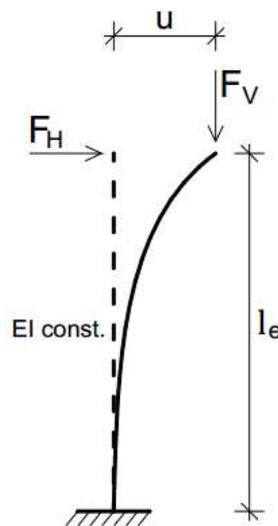
esforços de 2° ordem proporcionais aos de 1° ordem. Com isso mantém-se a relação $\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}$ na equação do γ_z . (KIMURA, 2018)

2.4.2 Ações verticais

Por outro lado, as ações verticais alteram somente o denominador da relação $\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}$. Isso faz com que cargas como peso próprio e sobrecarga acidental afetem alterando somente os esforços de 2° ordem nos coeficientes que verificam a estabilidade global. (FREITAS, 2015)

Para verificar essa afirmação basta simularmos uma ação vertical três vezes maior que a horizontal numa estrutura como da figura 19. O parâmetro γ_z seria da seguinte maneira:

Figura 18 - Barra engastada com deslocamento horizontal



Fonte: Moncayo (2011, pg. 77)

$$M_{1,tot,d} = F_H \cdot l_e \quad \dots(5)$$

$$\Delta M_{tot,d} = 3F_V \cdot u \quad \dots(6)$$

O γ_z fica como segue:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{3F_V \cdot u}{F_H \cdot l_e}} \quad \dots(7)$$

Isso demonstra que, ao alterar a força vertical que age no nó da estrutura, apenas a parcela dos esforços de 2º ordem será afetada. Isso implica que a relação $\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}$ será sempre alterada e, portanto, que os esforços verticais influenciam diretamente a estabilidade global de uma estrutura.

2.4.3 Rigidez da estrutura

Quanto mais rígido os elementos estruturais que compõem a estrutura melhor será o comportamento frente à estabilidade global. Isso porque a rigidez está diretamente relacionada ao deslocamento por meio da flexão, e em estruturas formadas por pórticos, onde os pilares e vigas tem preponderância na influência da estabilidade global, aumentar a rigidez desses elementos e rearranja-los dentro da arquitetura é uma alternativa para melhorar a estabilidade global. (FREITAS, 2015)

Dessa maneira, a inserção de elementos com maior rigidez, como núcleos rígidos e pilares-parede, para trabalhar em conjunto com os pórticos é uma maneira eficiente de melhorar o comportamento da estrutura. Tentar diminuir a tensão nos pilares não se mostra uma opção muito eficiente, e não afeta a estabilidade global. (FREITAS; LUCHI; FERREIRA, 2016) Outro aspecto que não apresenta influencia significativa é a rigidez das lajes, visto que sua rigidez à flexão é relativamente pequena, mas considerada uma rigidez infinita no seu plano. (KIMURA, 2018)

2.4.4 Interação solo-estrutura

Muitos projetos são modelados considerando a estrutura engastada nas fundações. Porém, aqueles que consideram as propriedades dos solos agindo em conjunto com a estrutura fazem a chamada interação solo-estrutura. (MONCAYO, 2011) E esse tipo de análise é o mais próximo da realidade, pois considera a deformabilidade do solo, a qual influencia a distribuição de esforços na estrutura. (CABRAL, 2018)

O rearranjo de esforços nos edifícios de múltiplos pavimentos ocorre geralmente nos primeiros pavimentos, fazendo com que sofram deformação por flexão. GOSCHY (1978, apud CABRAL 2018) Além desse rearranjo de esforços na superestrutura, os deslocamentos horizontais também são maiores, fazendo com que os esforços globais de 2º ordem fiquem majorados. Delalibera et al. (2005, apud MONCAYO 2011)

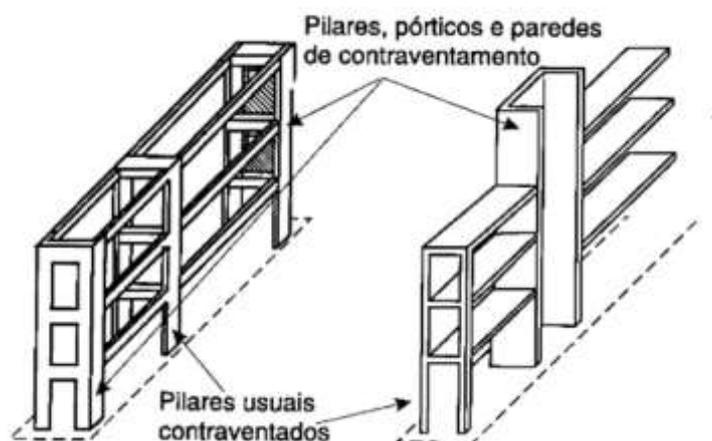
2.5 Sistema Estrutural

Um sistema estrutural é um conjunto de elementos que podem ser, de acordo com a NBR 6118 (2014), lineares ou de superfície. E o arranjo que se fará com esses elementos tem um objetivo principal: transferir os carregamentos que agem na estrutura até ao solo de forma segura. Quando esses carregamentos percorrem a estrutura vários efeitos podem ocorrer, seja nos elementos ou na estrutura globalmente, indo desde instabilidade global até falhas estruturais localizadas. Esses efeitos dependem diretamente do tipo de sistema estrutural utilizado. (SANDELIN; BUDAJEV, 2013)

Araújo (2014) explica que existem várias maneiras de concepção na hora de criar o sistema estrutural ideal. Assim escolhido, o sistema pode ser dividido em dois subsistemas. Um que receberá os carregamentos verticais e outro que receberá os carregamentos horizontais. A NBR 6118 (2014) toma como critério a diferença de rigidez entre os elementos estruturais às ações horizontais. Portanto, os de maior rigidez, e que suportam os esforços horizontais, são denominados de estruturas de contraventamento. O restante dos elementos que receberão os carregamentos verticais é denominado de estruturas contraventadas.

Na figura 20 é possível ver que há elementos de maior rigidez na estrutura exemplificada que recebem a designação de estruturas de contraventamento. Essas, portanto, irão ser modeladas como os elementos que receberão os carregamentos horizontais.

Figura 19 - Elementos de contraventamento e contraventados

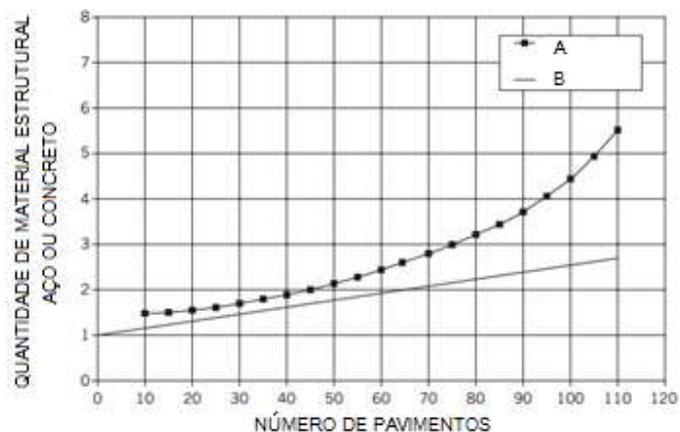


Fonte: Ribeiro (2010, pg. 34)

2.5.1 Sistemas para estruturas altas

Conforme discutido, as estruturas de edifícios altos tem mais suscetibilidade às forças horizontais do que às verticais, embora ambas causem solicitações de grande proporção. Mas se for analisado em quantidade de material necessário para resistir cada tipo de carregamento, é possível perceber que os gravitacionais exigem um crescimento linear à medida que o edifício cresce. Já para resistir os esforços horizontais é necessário bem mais material, conforme pode ser visto na figura 21. (SARKISIAN, 2012) Onde “A” são as Cargas Horizontais e “B” são as Cargas Gravitacionais.

Figura 20 - Quantidade de material por número de pavimentos

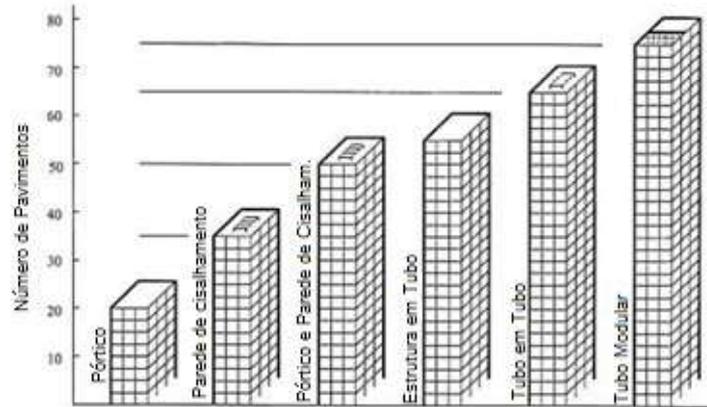


Fonte: Adaptado de Sarkisian (2012, pg. 91)

Assim, em 1969 o engenheiro Fazlur Khan, após fazer um extenso estudo correlacionando a altura de cada edifício com a eficiência do sistema estrutural utilizado, gerou uma classificação de determinados sistemas estruturais mais adequados a um dado número de pavimentos (figura 22). Essa conclusão só foi possível porque se analisou os sistemas tridimensionalmente com a ajuda de processos computacionais, e não em uma análise bidimensional nas direções principais. (ALI; MOON, 2007)

De acordo com ele, os sistemas mais viáveis para a construção de edifícios altos são aquelas que a resistência é dada pela rigidez das conexões (*rigid frames* ou pórticos espaciais), paredes de cisalhamento (*shear walls*), interação de paredes de cisalhamento com pórticos (*frame-shear wall combination*), *outriggers* e sistemas tubulares. (ALI; MOON, 2007)

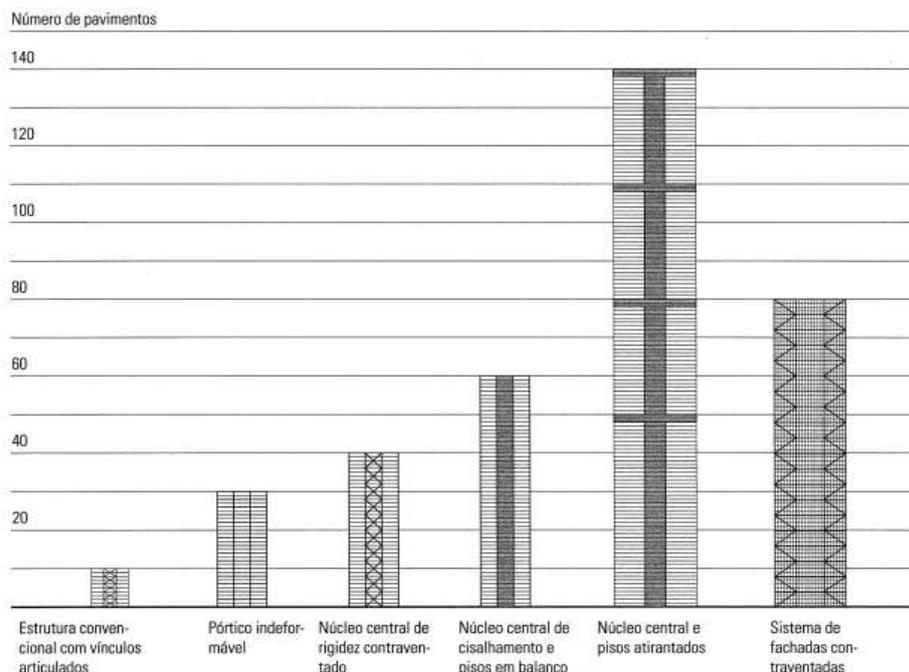
Figura 21 - Classificação dos sistemas estruturais



Fonte: Ali e Moon (2007, pg. 04)

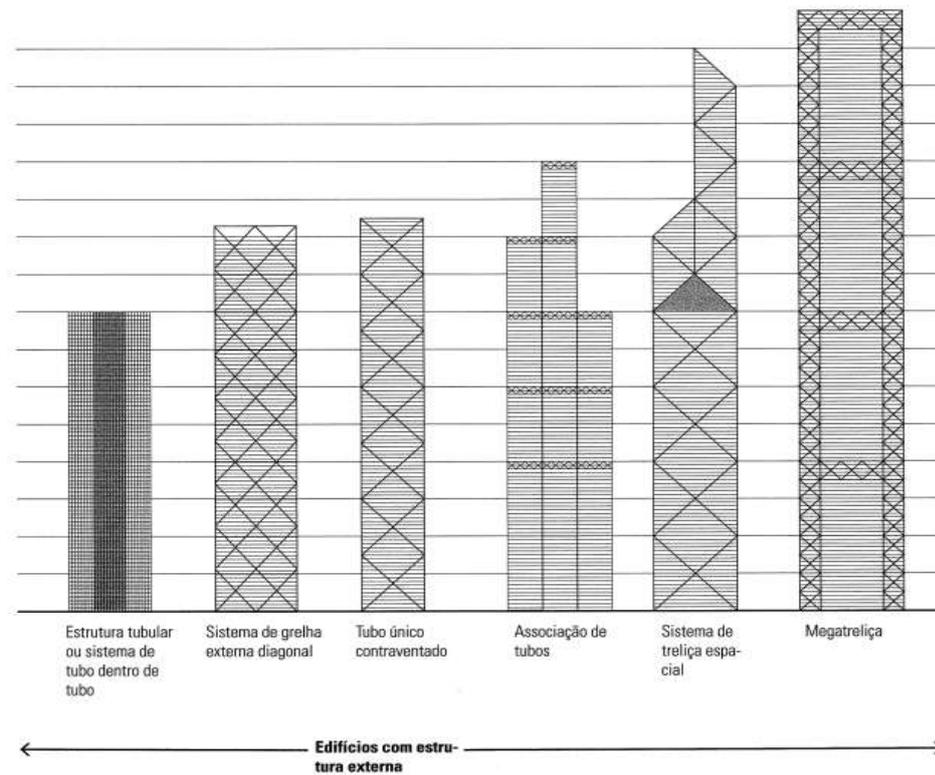
Além disso, é possível dividir os edifícios altos em dois grandes grupos de sistemas estruturais. Edifícios com estrutura interna ou externa. Estruturas com sistemas resistentes internos localizam os elementos de resistência aos esforços horizontais no interior da estrutura (figura 23). Já os de estrutura externa têm os elementos resistentes dos esforços horizontais distribuídos pelo perímetro da estrutura (figura 24). (CHING, 2010)

Figura 22 - Sistemas estruturais internos



Fonte: Ching (2010, pg. 268)

Figura 23 - Sistemas estruturais internos

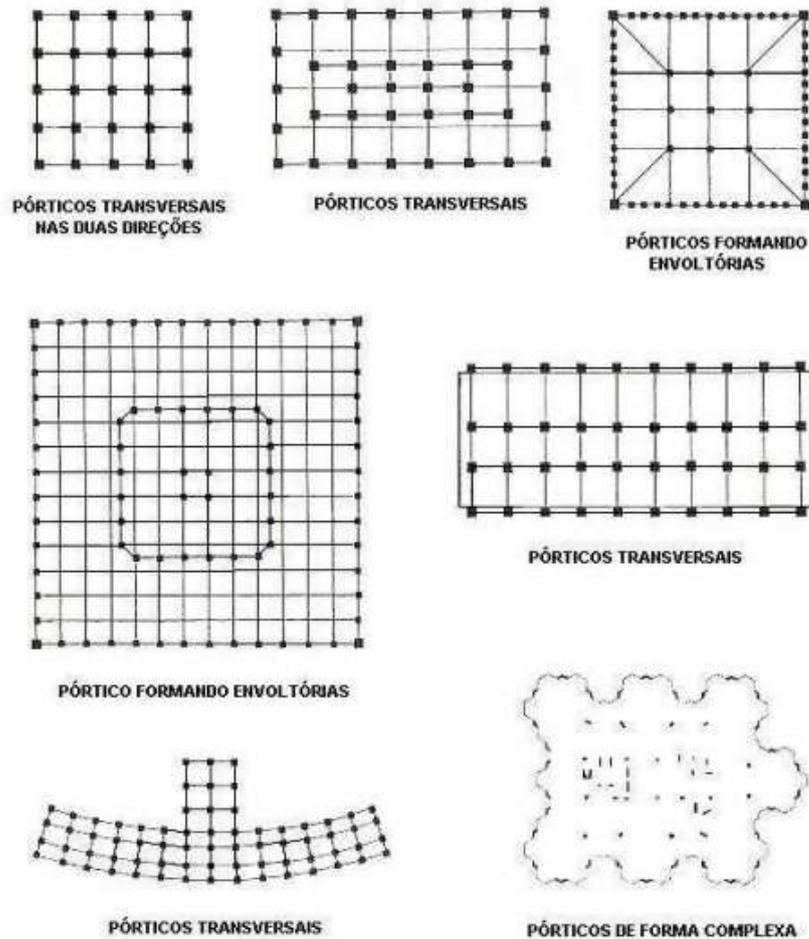


Fonte: Ching (2010, pg. 269)

2.5.2 Sistema Aporticado

Um sistema estrutural formado por associação de pórticos espaciais é um dos sistemas mais comuns existentes. Basicamente se dá por meio da união de elementos horizontais (vigas) e elementos verticais (pilares). Sendo que a única coisa que garante sua união e capacidade estrutural da estrutura são a ligação entre esses elementos, o que é denominado de nós. A figura 25 representa alguma das configurações possíveis na concepção estrutural com pórticos. (BERNARDI, 2010)

Figura 24 - Tipos de estruturas com pórticos



Fonte: Bernardi (2010, pg. 30)

Bernardi (2010) fala que o sistema aporcionado é usual até no máximo vinte andares. Sendo que a facilidade de arranjos estruturais, bem como a facilidade de locar janelas e portas é um dos pontos fortes que têm mantido o uso desse sistema para edifícios mais altos, onde pode também ser combinado com outras estruturas. (SANDELIN; BUDAJEV, 2013)

Seu comportamento prevê um limite de resistência que é determinado basicamente pela resistência conjunta dos pilares e vigas. Essa resistência é bastante influenciada à medida que o edifício ganha altura e os espaçamentos dos pilares ficam cada vez mais distantes. O objetivo do sistema estrutural é garantir que não haja translação diferencial entre vigas e pilares nos nós. (BERNARDI, 2010)

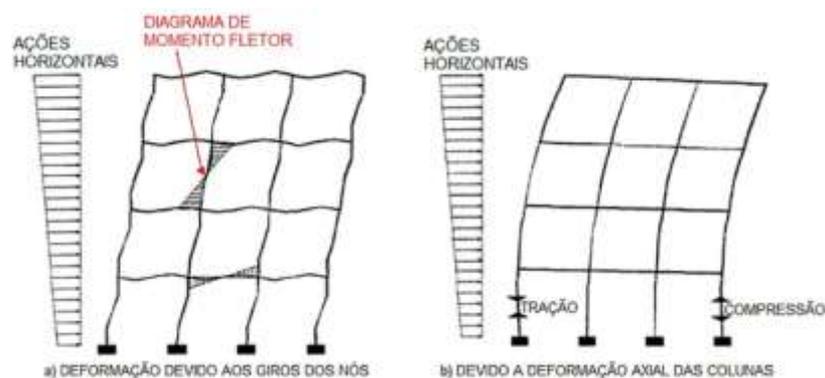
Devido a essa configuração da união de elementos lineares, a deformação lateral do conjunto será devido a dois fatores:

- Deformação por cisalhamento entre os pavimentos: os nós do pórtico tem uma grande resistência à flexão, mas estão sujeitas a grandes solicitações de cisalhamento, o que provocará sua rotação;

- Deformação por encurtamento das colunas: ocorre quando a estrutura flexiona totalmente, fazendo com que as colunas de extremidade tenham os maiores encurtamentos ou alongamentos.

Uma representação desses dois tipos de deformação está exemplificada na figura 26.

Figura 25 - Deformação nos pórticos



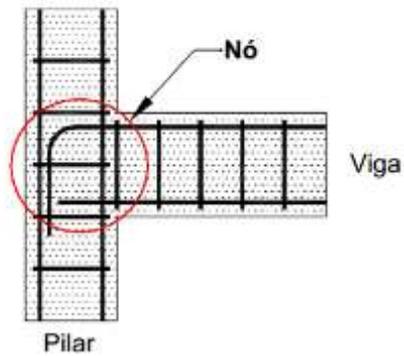
Fonte: Santos (2018, pg. 61)

Outro fato muito relevante que ocorre no sistema apórticado é o aumento dos esforços fletores, à medida que os pavimentos crescem, nos primeiros andares. Tanto nas vigas como nos pilares há um crescimento da ação dos momentos. (SANDELIN; BUDAJEV, 2013)

2.5.2.1 Ligação Viga-Pilar

O nó de pórtico é o local de ligação entre as vigas e pilares (figura 27), e é o responsável por manter a estrutura unida e monolítica. É um local com grande rigidez à flexão, mas também com altas solicitações cisalhantes. (MARQUES FILHO; HOROWITZ, 2013) Esse comportamento estrutural está diretamente relacionado com o detalhamento das armaduras, geometria dos elementos estruturais e as resistências do aço e concreto. (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009)

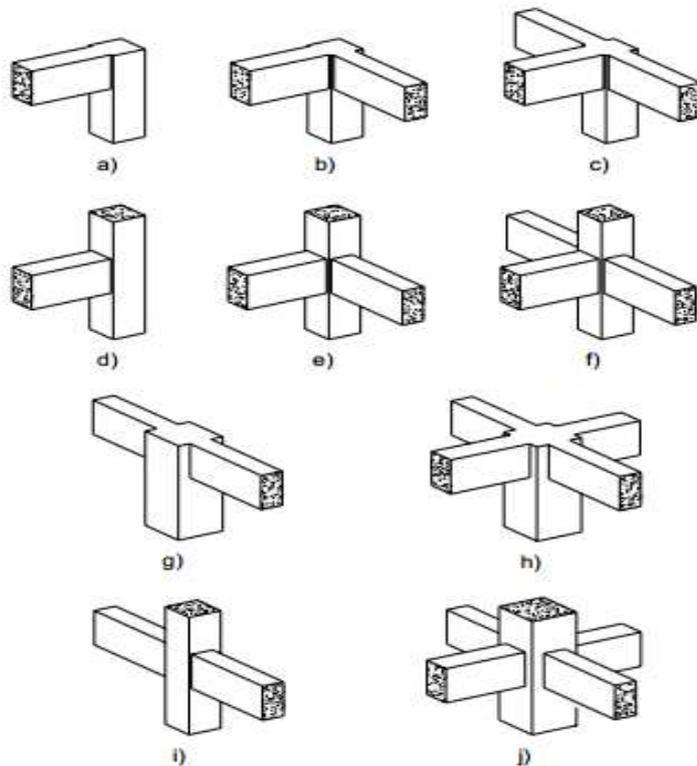
Figura 26 - Nó de pórtico



Fonte: Alva (2004, pg. 05)

Porém, além dos elementos de pilar e viga, há ainda a participação das lajes na composição dos nós. Sendo que esses podem ser classificados por sua configuração geométrica, tipo de ligação e do seu comportamento estrutural. (ALVA, 2004) Outro sistema de classificação segundo PAULAY & PRIESTLEY (1992, apud ALVA 2004) é pelo tipo de ancoragem da viga no pilar, onde os nós podem ser: externo - figura 28 (a) à (f); interno – figura 28 (g) à (j).

Figura 27 - Geometria dos nós

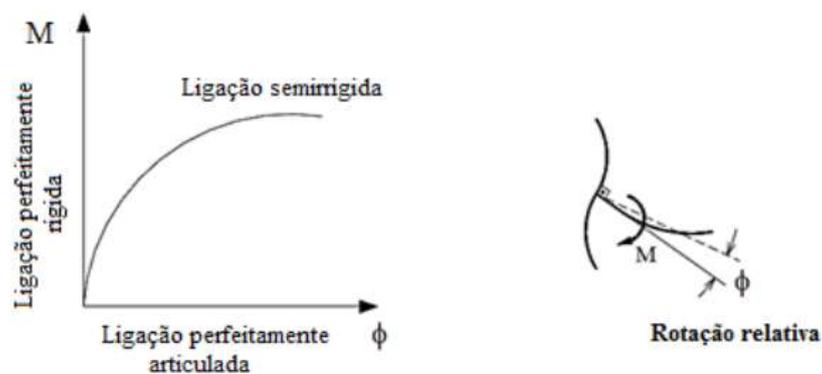


Fonte: Alva (2004, pg. 05)

Normalmente consideram-se as ligações nos nós como sendo de puro engaste, porém o que ocorre na realidade em estruturas de concreto armado é uma ligação de engastamento parcial, nunca total. Dessa maneira, embora seja garantido que não haja translação relativa entre viga e pilar, há a rotação relativa entre esses elementos (figura 29). (SANTOS, 2016)

Isso influencia diretamente o comportamento dos esforços nos elementos estruturais. E além dessa redistribuição de esforços, com a rotação das ligações ocorre também um aumento na deslocabilidade da estrutura e isso ocasiona interferência na estabilidade global. (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009)

Figura 28 - Rotação nos nós



Fonte: Santos (2016, pg. 31)

Assim, as ligações podem ser classificadas de acordo com sua rigidez como sendo:

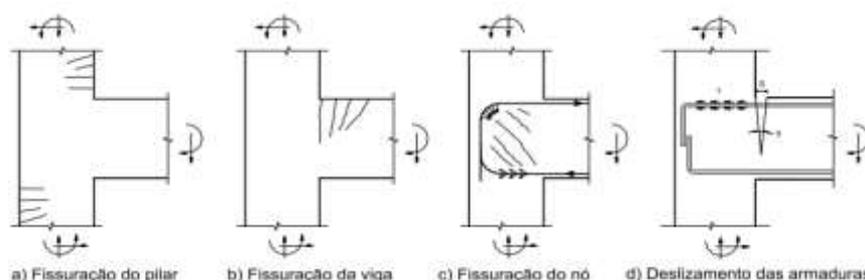
- Articuladas: são as ligações que não transmitem momentos fletores;
- Rígidas: são as ligações que transmitem momentos fletores;
- Semirrígidas: são as ligações que transmitem parcialmente momentos fletores.

Alva, Ferreira e El Debs (2009) fizeram um estudo das ligações em nós de estruturas monolíticas e chegaram a resultados que demonstram a inexistência de ligações totalmente rígidas, mesmo que seja modelada para ser. O que ocorre em todas as ligações é um engastamento parcial, sendo que no caso estudado esse variou de 76% até 87% do engastamento total. Verificou-se ainda que o

engastamento cresce com o aumento da taxa de armadura de tração na viga e também com o aumento da resistência à compressão do concreto.

Essa incapacidade de manter um engastamento perfeito está diretamente relacionada com o deslizamento das armaduras longitudinais das vigas dentro da largura do nó, também com a fissuração do concreto nessa região. Isso afeta diretamente a rigidez e resistência das ligações no decorrer dos ciclos de carregamentos e descarregamento. (ALVA, 2004) Uma representação desses fenômenos está exemplificada na figura 30.

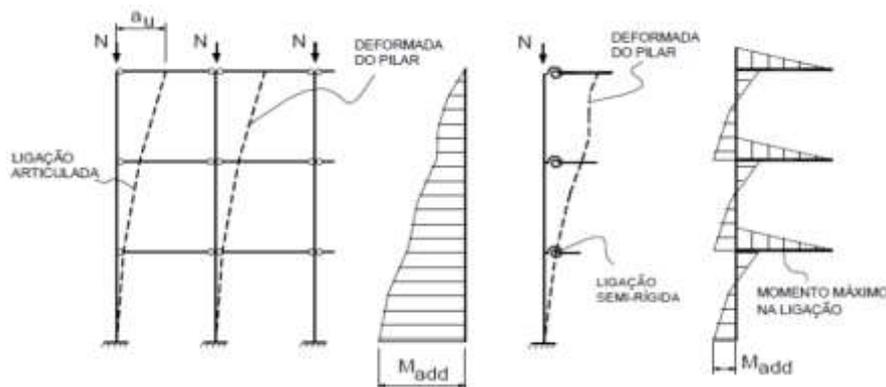
Figura 29 - Fenômenos que afetam a rigidez à rotação do nó



Fonte: Alva (2004, pg. 78)

Logo, visto que há variação da rigidez à rotação nos nós, os deslocamentos e esforços na estrutura serão diretamente afetados em função do tipo de ligação a ser considerada na hora da modelagem estrutural, e, portanto, não somente devido às rigidezes dos elementos isolados (SANTOS, 2016). A figura 31 representa esse efeito ao relacionar o modo deformado da estrutura e os esforços fletores com a ligação articulada e a ligação semirrígida.

Figura 30 - Relação da ligação com os deslocamentos e esforços



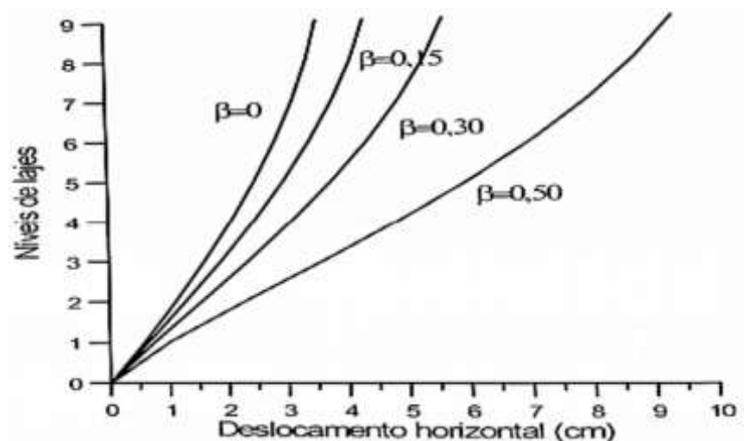
Fonte: Elliot (1992, Apud Queiroz 2007, pg. 54)

Araújo (2009) fez uma análise da variação da rigidez à rotação das ligações para um pórtico de contraventamento com 10 pavimentos. O objetivo era classificar a estrutura monolítica com relação à sua deslocabilidade lateral. Para isso relacionou um parâmetro β que define o grau de flexibilidade do nó do pórtico com o parâmetro γ_z , de acordo como segue:

- para $\beta = 0,15$; $\gamma_z = 1,09$ (estrutura indeslocável)
- para $\beta = 0,30$; $\gamma_z = 1,12$ (estrutura deslocável)
- para $\beta = 0,50$; $\gamma_z = 1,21$ (estrutura deslocável)

Na figura 32 está um gráfico que relaciona a deslocabilidade do pórtico para quatro diferentes valores de β .

Figura 31 - Relação deslocamentos horizontais com flexibilidade dos nós



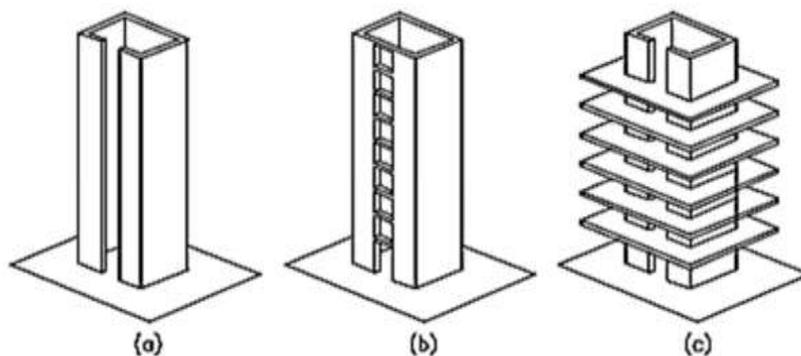
Fonte: Araújo (2009, pg. 140)

Portanto, a rotação do nó diretamente para o deslocamento global da estrutura (SHIN; LAFAVE, 2004). De fato, a flexibilidade dos nós pode representar um deslocamento lateral de até 20% do total da estrutura. (MARQUES FILHO; HOROWITZ, 2013)

2.5.3 Núcleos Rígidos

Os núcleos rígidos são estruturas montadas a partir da união de paredes de cisalhamento, comumente chamados de pilares-parede. Formam seções abertas ou parcialmente fechadas pelos lintéis ou pelas próprias lajes do pavimento. Esse elemento possui grande rigidez frente às ações solicitantes horizontais. (GUILARDI, 1999)

Figura 32 - Tipos de núcleos rígidos



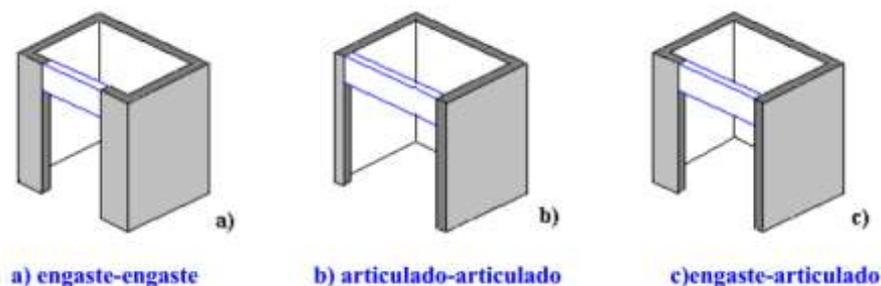
Fonte: Smith e Coull (1991, pg. 310)

Por serem elementos de grandes dimensões, geralmente associam a estrutura à arquitetura para que essa união seja a mais discreta possível. Com isso, as paredes estruturais que formam o núcleo podem estar localizadas em torno de elevador, escada e poços de serviço. A união desse sistema junto à pórticos espaciais é um dos sistemas mais eficientes para resistir as cargas horizontais em edifícios. (SANTOS, 2018) Na figura 30 é possível ver algumas configurações de núcleos rígidos.

Os núcleos podem ter várias formas e configurações, porque seu conceito básico é a associação de paredes estruturais. Essas paredes são engastadas nas fundações e formam um conjunto tridimensional de paredes estruturais que podem resistir todos os esforços de ações horizontais. (GUILARDI, 1999) Isso é possível pois sua maior característica é a rigidez ao empenamento. Se for parcialmente fechado e fizer uso dos lintéis, essa propriedade é aumentada. (MATIAS JUNIOR, 1997)

Os lintéis são grandes vigas ligadas ao núcleo que une em parte a seção que seria toda aberta, geralmente localizados sobre os vãos das aberturas para elevadores ou portas, isso aumenta significativamente a resistência ao empenamento do núcleo rígido. (MATIAS JUNIOR, 1997)

Figura 33 - Ligação dos lintéis



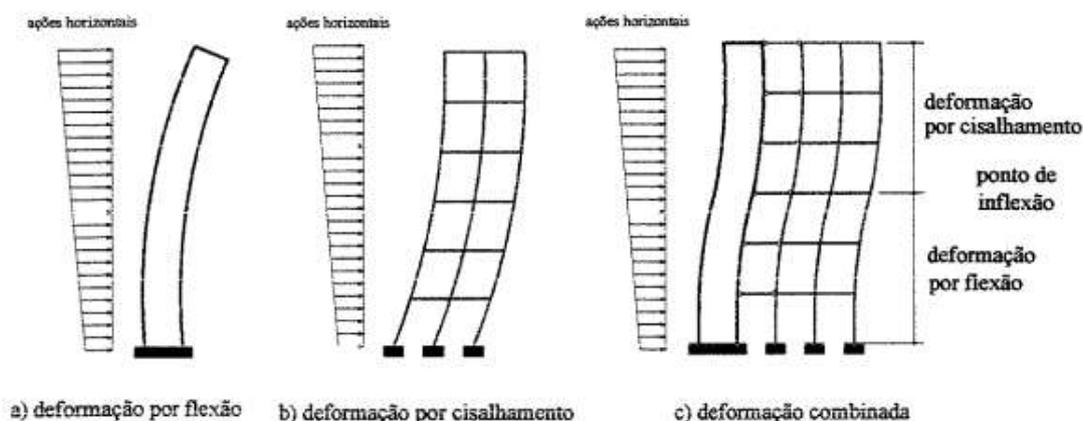
Fonte: Pereira (2000, pg. 20)

A eficiência dos lintéis está diretamente relacionada com o tipo das suas ligações nas paredes do seu plano. Pode ser articulado ou engastado. Sendo que o engaste do lintél confere ao núcleo sua máxima contribuição contra o empenamento. (PEREIRA, 2000)

2.5.3.1 Interação com o Sistema Aporticado

A unir o núcleo com pórticos espaciais têm-se um grande aumento na eficiência estrutural para edifícios mais altos. No entanto, a resposta às ações horizontais de ambas as estruturas são diferentes, e isso implica que as deformações que agem em cada pavimento sejam diferentes do núcleo para o pórtico. Pois o núcleo deforma por flexão, já o pórtico deforma por cisalhamento entre os níveis de pavimentos. Dessa maneira, ao unir os dois comportamentos ter-se-á a representação da figura 32. (SANTOS, 2018)

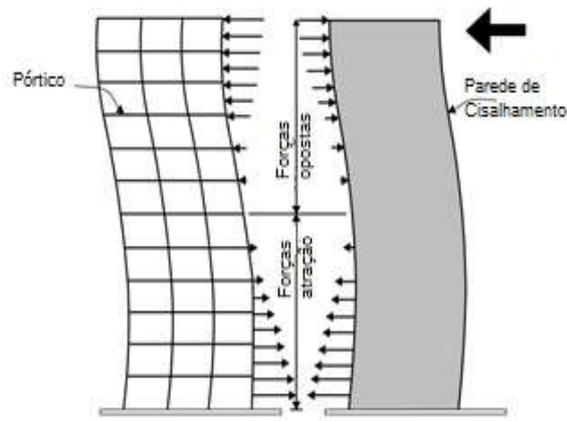
Figura 34 - Deformação do núcleo e pórtico



Fonte: Guilardi (1999, pg. 18)]

Dessa maneira, é possível perceber que a deformação do núcleo na parte superior do edifício será maior que a do pórtico. Já na parte inferior o pórtico tende a deformar bem mais que o núcleo. O que ocorrerá serão forças de interações que restringirão aquele sistema que for deformar mais. Pegando como exemplo as forças do vento, na parte superior serão mais resistidas pelos pórticos e na parte inferior mais pelo núcleo. Esse esquema é demonstrado na figura 33.

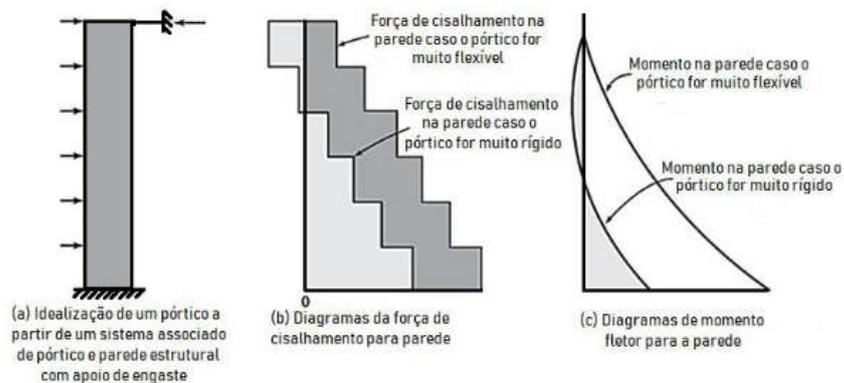
Figura 35 - Interação Núcleo e Pórtico



Fonte: Taranath (2010, pg. 38)

A rigidez do pórtico afeta diretamente o comportamento do núcleo, podendo o mesmo apresentar reações opostas ao longo da altura. A figura 34 exemplifica os esforços de cisalhamento e os momentos fletores no núcleo de acordo com a variação de rigidez no pórtico.

Figura 36 - Relação da rigidez do pórtico com os esforços no núcleo



Fonte: Santos (2018, pg. 63)

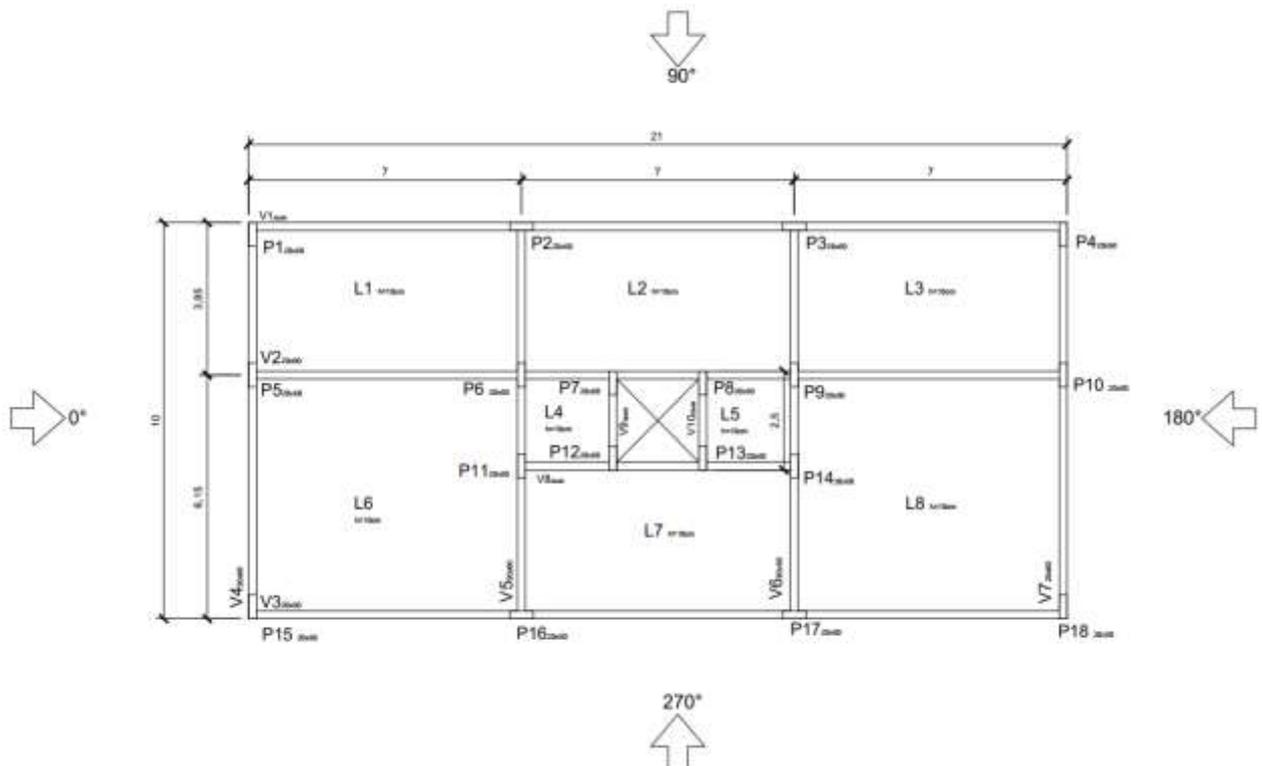
3. METODOLOGIA

Para a execução desse trabalho foi definido a criação de três modelos de edifícios. Todos eles contam com 19 pavimentos Tipo, altura de pé direito de 3m, altura do pavimento de fundação de 1m e foram adaptados a partir de um Edifício modelado na Revista Jornal TQS N° 39.

A arquitetura utilizada é a demonstrada na figura 37. Conta com uma fachada de 21m por 10m, uma altura total de 58m e as seções transversais de vigas e pilares são 20x60cm, lajes de h=10cm.

Como é possível ver, há quatro direções na planta: 0°, 180°, 90° e 270°. Porém, as direções 0° e 180° são simétricas, assim como as direções 90° e 270°.

Figura 37 - Planta de Forma



Fonte: Adaptado Revista Jornal TQS N° 39

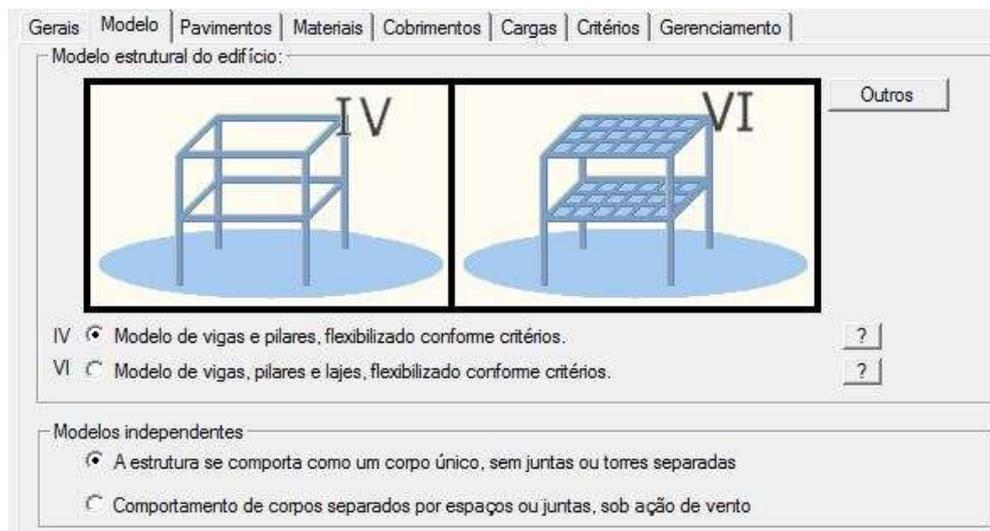
O Edifício foi modelado no Software de dimensionamento estrutural TQS de acordo com as seguintes configurações:

1. Modelo 1 Sem Núcleo – M1SN: Estrutura com as seções originais do modelo adaptado, sem o núcleo rígido;

2. Modelo 2 Com Núcleo e Pilares Originais – M2CNPO: Estrutura com as seções originais do modelo adaptado, com o núcleo rígido;
3. Modelo 3 Com Núcleo e Pilares Alterados – M3CNPA: Estrutura com as seções de pilares modificadas para atender todos os parâmetros de Estabilidade Global.

A modelagem será feita de acordo com o Modelo IV definido no TQS, conforme figura 38. O Modelo IV conta com o processamento global de vigas e pilares, sem a modelagem conjunta das lajes. Já o Modelo VI leva em conta a influência das lajes, é um processamento mais refinado, demorado, e é mais indicado quando a estrutura faz uso de lajes planas, sem vigas.

Figura 38 – Modelo Adotado no TQS



Fonte: TQS

Para avaliar a Estabilidade Global de cada Modelo do presente estudo foi verificado os Parâmetros de Estabilidade Global fornecido pelo Software, mais especificamente o Parâmetro Gama Z, os Deslocamentos Máximos Totais no topo do edifício, os Deslocamentos Máximos Entre Pisos e os Momentos de segunda ordem. Sendo esses dados fornecidos a partir do relatório de Estabilidade Global de cada modelo.

3.1 Materiais Utilizados e Carregamentos

O Edifício foi projetado para ser construído na cidade de Alegrete no Estado do Rio Grande do Sul. A Classe de Agressividade adotada foi a II – Moderada – Urbana. Para a resistência característica do concreto foi adotado a classe C30, com resistência à compressão axial de 30MPa nos 28 dias.

As cargas permanentes são definidas com base no peso específico do concreto armado, que é de 2500 kg/m³. As cargas sobre parede são definidas pelo próprio programa, após ser escolhido uma das opções de blocos, bem como as cargas permanentes de revestimento e acidental em cada cômodo, conforme figura 39.

Figura 39 – Cargas de parede

Numéricas | Alfanuméricas

Carga distribuída linear

BLOCO19 0.320/0.000 tf./m2: ALVENARIA DE BLOCO DE CONCRETO C/ 19 cm

Carga distribuída linear:

P/unidade de comprimento

P/unidade de área mais altura de parede

Altura de parede: 2.4 m

Fonte: TQS

As cargas na laje são calculadas automaticamente após a seleção do uso de cada ambiente, conforme figura 40 e figura 41.

Figura 40 – Cargas de laje

Numéricas | Alfanuméricas

Carga distribuída por área

APART1 0.100/0.150 tf./m2: SALA/COZINHA/DORMITORIO

Carga distribuída linear:

P/unidade de comprimento

P/unidade de área mais altura de parede

Altura de parede: 0 m

Fonte: TQS

Figura 41 – Cargas de cobertura

Fonte: TQS

3.2 Determinação da Ação de Vento

Para a localidade em questão, após verificar o mapa das Isopletas, foi encontrado uma velocidade básica de vento no valor de 45m/s. O Fator Topográfico (S1) adotado foi 1, pois grande parte do terreno é pouco acidentado. A Rugosidade do Terreno (S2) foi definido como II – Terreno aberto com poucos obstáculos. O Fator Estatístico (S3) foi adotado igual a 1 – Edificações, Hotel com alta taxa de ocupação, visto que é um edifício para fins habitacionais. A Classe da Edificação foi classificada como “C”, pois tem uma das dimensões maiores que 50m. A Figura 42 demonstra a tela do programa com os valores.

Figura 42 - Determinação Ação do Vento

	Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini
1	90	1.43	Não	0
2	270	1.43	Não	0
3	0	1.06	Não	0
4	180	1.06	Não	0

Fonte: TQS

4. DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO

A seguir serão apresentados os três modelos definidos para a realização da pesquisa bem como os resultados individuais dos parâmetros analisados em cada um deles.

Tabela 1 - Valores de gama Z modelo M1SN

Ângulo do Vento (°)	yz	Classificação
90	1,15	Estrutura de Nós Móveis
270	1,15	Estrutura de Nós Móveis
0	1,28	Estrutura de Nós Móveis
180	1,28	Estrutura de Nós Móveis

Fonte: Autor (2022)

A partir da verificação dos valores de gama Z, procedeu-se para o segundo parâmetro de análise que são os deslocamentos totais no topo do edifício, conforme a Tabela 02.

Tabela 2 - Deslocamentos no topo modelo M1SN

Ângulo do Vento (°)	Htot (cm)	Htot Lim. (cm)	Verificação
90	7,52	3,41	Não Atende Limite
270	7,52	3,41	Não Atende Limite
0	3,67	3,41	Não Atende Limite
180	3,67	3,41	Não Atende Limite

Fonte: Autor (2022)

Os Deslocamentos entre os pavimentos, ou entre os pisos, da estrutura conferem como sendo o terceiro parâmetro analisado a partir do relatório gerado pelo software, conforme a Tabela 03.

Tabela 3 - Deslocamentos entre pisos modelo M1SN

Ângulo do Vento (°)	Hi (cm)	Hi Lim. (cm)	Verificação
90	0,48	0,35	Não Atende Limite
270	0,48	0,35	Não Atende Limite
0	0,31	0,35	Atende Limite
180	0,31	0,35	Atende Limite

Fonte: Autor (2022)

A partir disso, verificaram-se como quarto parâmetro de análise os momentos de segunda ordem gerados pelo modelo, conforme na Tabela 04. Nela podem-se encontrar os valores de carregamento vertical total no edifício, o momento M2 de

segunda ordem, o momento M1 de primeira ordem e a carga horizontal que age em cada direção. Todos são valores característicos.

Tabela 4 – Momentos de 1° e 2° ordem modelo M1SN

Ângulo do Vento (°)	Carga vertical (tf)	M2 (tfm)	Carga Horizontal (tf)	M1 (tfm)
90	4275,56	763,38	235,89	7456,2
270	4275,56	763,38	235,89	7456,2
0	4275,6	456,33	83,27	2631,57
180	4275,56	456,33	83,27	2631,57

Fonte: Autor (2022)

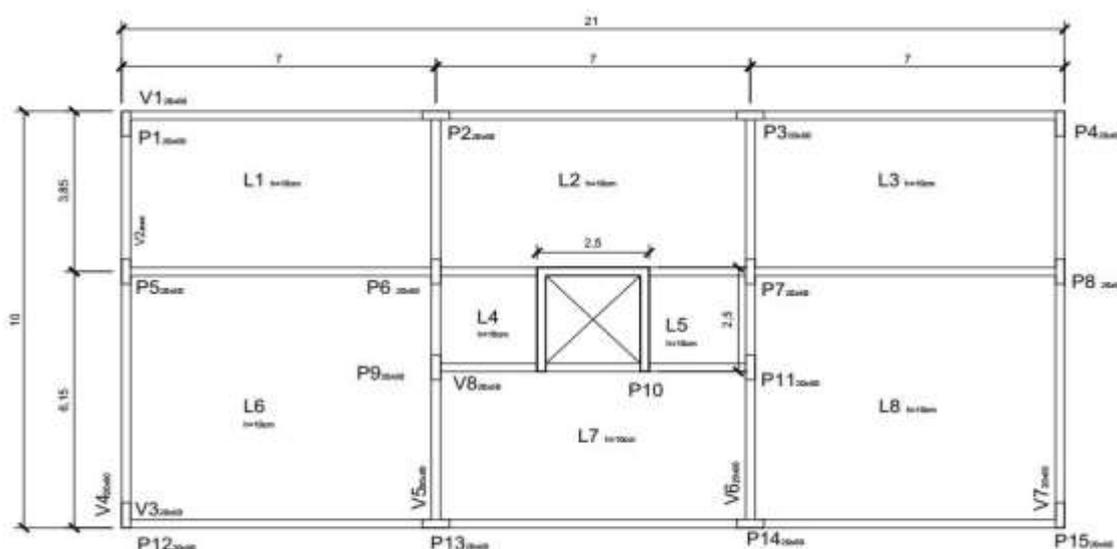
Com os valores do parâmetro de estabilidade global gama Z pode-se verificar que a estrutura é deslocável bem acima do limite de 1,10 que considera nós fixos. Os deslocamentos totais e entre pisos também não foram atendidos.

Dessa maneira, é necessário incorporar às duas direções do edifício rigidez suficiente que fará com que sua deslocabilidade seja menor.

4.2 Modelo 02 com núcleo rígido e pilares originais – M2CNPO

Este segundo modelo estrutural conta com 19 pavimentos tipo, totalizando 58m de altura, fazendo, agora, a adoção do núcleo rígido como parte do seu sistema estrutural, porém com os pilares originais do M1SN, conforme a Figura 44 demonstra.

Figura 44 – Planta de formas modelo M2CNPO



Fonte: TQS

A partir do software TQS foi possível fazer a modelagem num primeiro momento obtendo apenas os esforços. Nesse modelo a estrutura ficou com alguns dos parâmetros acima do limite, não atendendo o ELS.

A Estrutura foi classificada como de nós móveis, visto que o gama Z ficou acima de 1,10 em uma das direções. O primeiro parâmetro analisado a partir do relatório gerado pelo software TQS foi justamente o gama Z, conforme a Tabela 05.

Tabela 5 - Valores de gama Z modelo M2CNPO

Ângulo do Vento (°)	γ_z	Classificação
90	1,12	Estrutura de Nós Móveis
270	1,12	Estrutura de Nós Móveis
0	1,09	Estrutura de Nós Fixos
180	1,09	Estrutura de Nós Fixos

Fonte: Autor (2022)

A partir da verificação dos valores de gama Z, procedeu-se para o segundo parâmetro de análise que são os deslocamentos totais no topo do edifício, conforme a Tabela 06. Pode se verificar que mesmo após a adoção do núcleo rígido os limites de deslocamento para o ELS não foram atendidos.

Tabela 6 - Deslocamentos no topo modelo M2CNPO

Ângulo do Vento (°)	Htot (cm)	Htot Lim. (cm)	Verificação
90	6,65	3,41	Não Atende Limite
270	6,65	3,41	Não Atende Limite
0	1,67	3,41	Atende Limite
180	1,67	3,41	Atende Limite

Fonte: Autor (2022)

Os Deslocamentos entre os pavimentos, ou entre os pisos, da estrutura conferem como sendo o terceiro parâmetro analisado a partir do relatório gerado pelo software, conforme a Tabela 07.

Tabela 7 - Deslocamentos entre pisos modelo M2CNPO

Ângulo do Vento (°)	Hi (cm)	Hi Lim. (cm)	Verificação
90	0,43	0,35	Não Atende Limite
270	0,43	0,35	Não Atende Limite
0	0,11	0,35	Atende Limite
180	0,11	0,35	Atende Limite

Fonte: Autor (2022)

A partir disso, verificaram-se como quarto parâmetro de análise os momentos de segunda ordem gerados pelo modelo, conforme na Tabela 08. Nela podem-se encontrar os valores de carregamento vertical total no edifício, o momento M2 de segunda ordem, o momento M1 de primeira ordem e a carga horizontal que age em cada direção. Todos são valores característicos.

Tabela 8 - Momentos de 1° e 2° ordem modelo M2CNPO

Ângulo do Vento (°)	Carga vertical (tf)	M2 (tfm)	Carga Horizontal (tf)	M1 (tfm)
90	4300,35	629,63	235,8	7452,6
270	4300,35	629,63	235,8	7452,6
0	4300,35	169,88	83,3	2631,3
180	4300,35	169,88	83,3	2631,3

Fonte: Autor (2022)

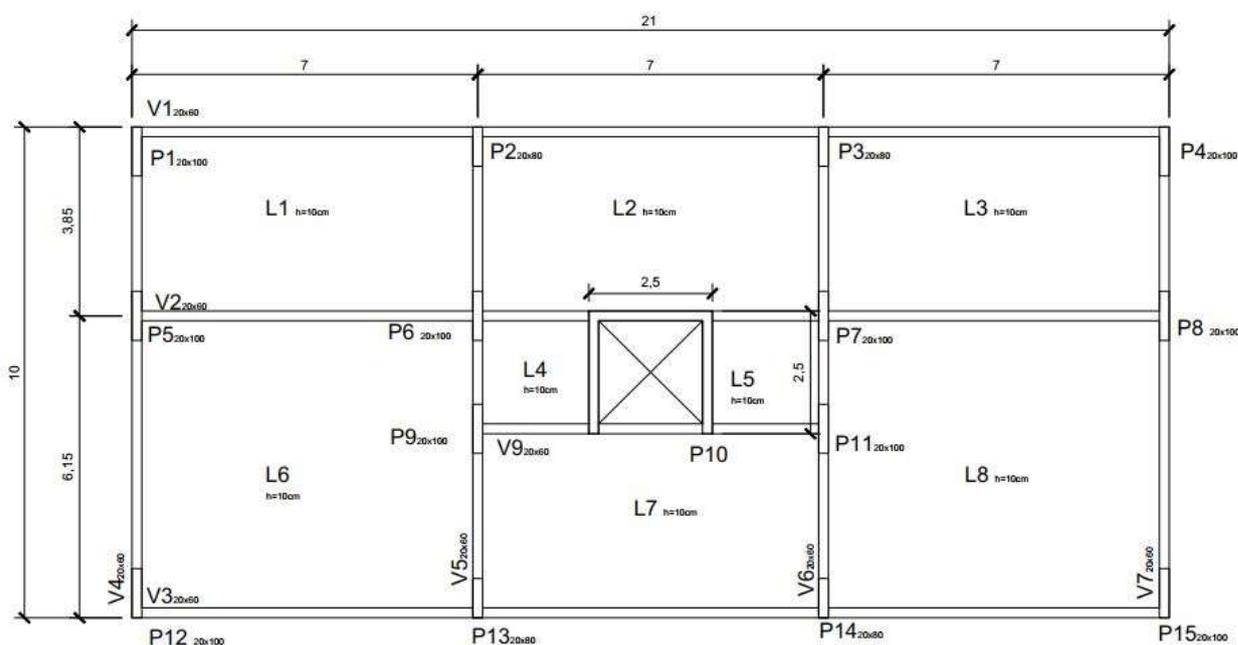
Nesse modelo, com a introdução do núcleo rígido, é possível verificar a diminuição do parâmetro de estabilidade global Gama Z e também dos deslocamentos máximos, sejam Totais ou Entre Pisos.

É necessário perceber que o edifício não é simétrico. Nas direções de 90° e 270° naturalmente ter-se-á um deslocamento maior devido à própria arquitetura. Quando inserido o núcleo rígido, sua inserção de inércia também não é simétrica, tendo maior inércia em 90° e 270° do que em 0° e 180°. Mesmo assim, os deslocamentos e esforços de segunda ordem não são os mesmos em todas as direções.

4.3 Modelo 03 Com Núcleo Rígido e Pilares Alterados – M3CNPA

Este terceiro modelo estrutural conta com 19 pavimentos tipo, totalizando 58m de altura, fazendo, agora, a adoção do núcleo rígido como parte do seu sistema estrutural e com as demais seções transversais dos pilares adequadas para ficarem abaixo de 1,10 no valor de gama Z, bem como para que atendam o ELS, conforme a Figura 45 demonstra.

Figura 45 – Planta de formas modelo M3CNPA



Fonte: TQS

A partir do software TQS foi possível fazer a modelagem num primeiro momento obtendo apenas os esforços. Nesse modelo a estrutura atendeu todos os parâmetros de estabilidade global. Tanto gama Z ficou abaixo do estabelecido, a priori, para nós fixos, como também o Estado Limite de Serviço foi atendido. A partir disso, foi procedido com o dimensionamento da estrutura para verificar-se que é possível dimensioná-la, o que se concretizou como satisfatório.

A Estrutura foi classificada como de nós fixos, visto que o gama Z ficou abaixo de 1,10 em todas as direções. Para isso foi preciso rotacionar os pilares P2, P3, P13, P14, a fim de gerar mais inércia nas direções de 90° e 270°.

O primeiro parâmetro analisado a partir do relatório gerado pelo software TQS foi o gama Z, conforme a Tabela 09.

Tabela 9 - Valores de gama Z Modelo M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	yz	Classificação
90	1,06	Estrutura de Nós Fixos
270	1,06	Estrutura de Nós Fixos
0	1,09	Estrutura de Nós Fixos
180	1,09	Estrutura de Nós Fixos

Fonte: Autor (2022)

A partir da verificação dos valores de gama Z, procedeu-se para o segundo parâmetro de análise que são os deslocamentos totais no topo do edifício, conforme a Tabela 10.

Tabela 10 - Deslocamentos no topo do edifício do modelo M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	Htot (cm)	Htot Lim. (cm)	Verificação
90	3,38	3,41	Atende Limite
270	3,38	3,41	Atende Limite
0	1,66	3,41	Atende Limite
180	1,66	3,41	Atende Limite

Fonte: Autor (2022)

Os deslocamentos entre os pavimentos, ou entre os pisos, da estrutura conferem como sendo o terceiro parâmetro analisado a partir do relatório gerado pelo software, conforme a Tabela 11.

Tabela 11 - Deslocamentos entre pisos Modelo M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	Hi (cm)	Hi Lim. (cm)	Verificação
90	0,21	0,35	Atende Limite
270	0,21	0,35	Atende Limite
0	0,11	0,35	Atende Limite
180	0,11	0,35	Atende Limite

Fonte: Autor (2022)

A partir disso, verificaram-se como quarto parâmetro de análise os momentos de segunda ordem gerados pelo modelo, conforme na Tabela 12. Nela podem-se encontrar os valores de carregamento vertical total no edifício, o momento M2 de

segunda ordem, o momento M1 de primeira ordem e a carga horizontal que age em cada direção. Todos são valores característicos.

Tabela 12 - Momentos de 1° e 2° ordem do modelo M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	Carga vertical (tf)	M2 (tfm)	Carga Horizontal (tf)	M1 (tfm)
90	4329,64	319,31	235,8	7452,6
270	4329,64	319,31	235,8	7452,6
0	4329,64	176,38	83,3	2631,9
180	4329,64	176,38	83,3	2631,9

Fonte: Autor (2022)

Com a mudança das seções dos pilares até passar em todos os parâmetros analisados, seja o gama Z como os deslocamentos máximos. Durante a execução nas direções de 90° e 270°, pois as seções transversais estavam crescendo demais para atender os limites, e nas direções de 0° e 180° no modelo M2CNPA restava uma certa folga entre o valor de gama Z para se manter como nós fixos.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com a obtenção dos parâmetros de estabilidade global de cada modelo que foi criado, em adição à variação dos deslocamentos e dos momentos de 2° ordem que foi verificado, é possível analisar a evolução da estabilidade global em cada modelo após a adoção do sistema de núcleo rígido.

5.1 Deslocamentos máximos totais

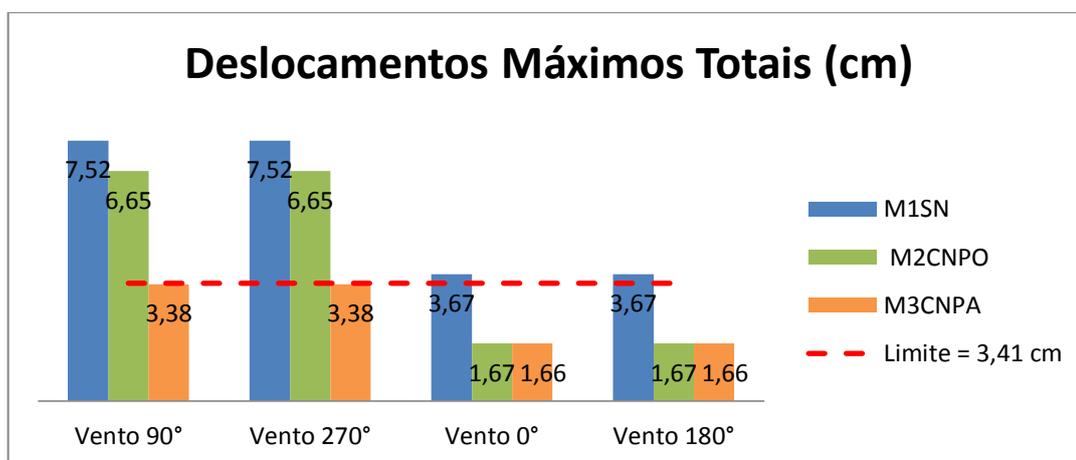
Os deslocamentos horizontais podem ter duas componentes de cooperação, e o TQS considera ambas para chegar à configuração deformada final do Edifício. Uma delas, a mais evidente, é devido à atuação das próprias cargas horizontais. A outra, não tão visual assim, é devido às cargas verticais atuantes em excentricidades próprias da estrutura. Isso é verificado diretamente do relatório de Estabilidade Global.

No caso dos modelos estudados, a configuração deformada das estruturas permitiu avaliar quais dentre eles gerariam maiores efeitos de 2° ordem, e, por consequência, seriam menos estáveis globalmente. Isso é passível de verificação

apenas ao analisar os deslocamentos máximos totais, conforme demonstrado no Gráfico 1.

O Modelo M1SN, como já se previa, foi o mais flexível. Não atendeu o limite de 3,41 centímetros para o deslocamento máximo total no topo do edifício, como definido pelo cálculo da NBR 6118 (2014). O Modelo M2CNPO atendeu os limites apenas nas direções de 0° e 180°, apenas. O Modelo M3CNPA, como definido, foi modelado para atender todos os parâmetros.

Gráfico 1 - Comparação entre os deslocamentos no topo do Edifício



Fonte: Autor (2022)

Apenas com a inserção do Núcleo Rígido foi obtida uma redução de até 54% dos deslocamentos totais em uma das direções do edifício entre os modelos M1SN e M2CNPO. A menor redução foi de até 12%, conforme apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 - Variação dos deslocamentos totais M1SN/M2CNPO

Ângulo do Vento (°)	Htot (cm)		Diferença (cm)	%
	M1SN	M2CNPO		
90	7,52	6,65	-0,87	-12%
270	7,52	6,65	-0,87	-12%
0	3,67	1,67	-2	-54%
180	3,67	1,67	-2	-54%

Fonte: Autor (2022)

Já se for analisado os Modelos M2CNPO e M3CNPA, foi verificado a redução máxima de 49% dos deslocamentos totais nas direções de 90° e 270°, e de até 1% nas direções de 0° e 180°, para que o edifício atendessem os limites em todos os

parâmetros avaliados e fosse classificado como de nós fixos, conforme demonstrado na Tabela 13.

Tabela 14 - Variação dos deslocamentos totais M2CNPO/ M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	Htot (cm)		Diferença (cm)	%
	M2CNPO	M3CNPA		
90	6,65	3,38	-3,27	-49%
270	6,65	3,38	-3,27	-49%
0	1,67	1,66	-0,01	-1%
180	1,67	1,66	-0,01	-1%

Fonte: Autor (2022)

A variação total dos deslocamentos entre os modelos M1SN e M3CNPA foi de 55% em todas as direções, conforme a Tabela 15.

Tabela 15 - Variação dos deslocamentos totais M1SN/ M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	Htot (cm)		Diferença (cm)	%
	M1SN	M3CNPA		
90	7,52	3,38	-4,14	-55%
270	7,52	3,38	-4,14	-55%
0	3,67	1,66	-2,01	-55%
180	3,67	1,66	-2,01	-55%

Fonte: Autor (2022)

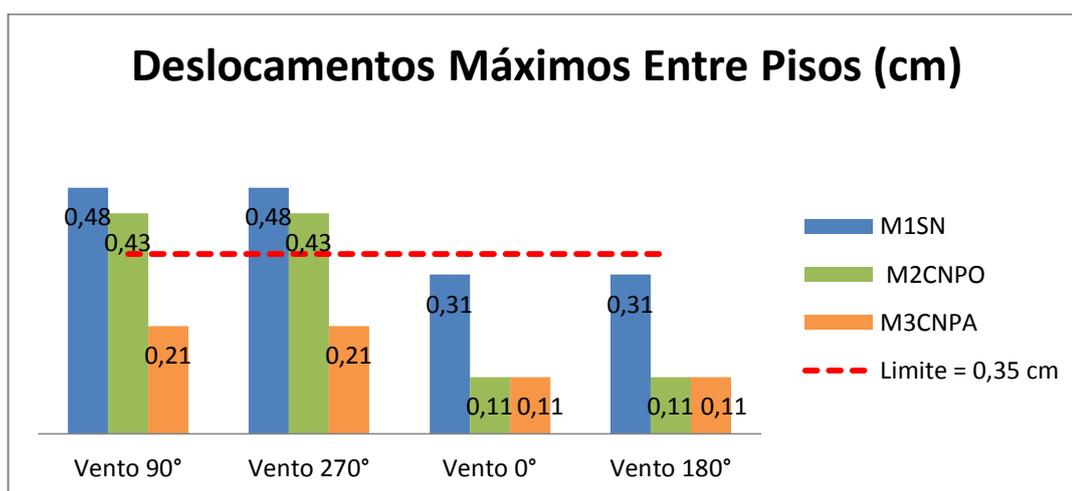
É possível verificar que, mesmo que a maior inércia do edifício como um todo esteja nas direções 0° e 180°, o que implicaria numa maior dificuldade de tombamento nessa direção, a disposição das inércias dos pilares ficou privilegiando mais a direção de 90° e 270°. Portanto, não é apenas aumentar as seções dos pilares no menor lado do edifício, é preciso verificar se ambas as direções estão satisfazendo os parâmetros com a disposição de pilares adotada.

5.2 Deslocamentos máximos entre pisos

Os deslocamentos entre os pisos são decorrentes diretamente da resultante de forças horizontais aplicada nos pavimentos individuais. De acordo com a NBR 6118 (2014), o limite máximo é de 0,35 centímetros.

O Modelo M1SN não passou em nenhuma das direções de vento, ficando com um máximo de 0,48 centímetros nas direções de 90° e 270°. O Modelo M2CNPO atendeu os limites apenas nas direções de 0° e 180°, já nas direções de 90° e 270° atingiu um valor de 0,43cm. O Modelo M3CNPA atendeu em todas as direções, conforme demonstrado no Gráfico 2.

Gráfico 2 - Comparação dos deslocamentos Entre Pisos do Edifício



Fonte: Autor (2022)

Do Modelo M1SN para o M2CNPO obteve-se uma redução de até 65% no deslocamento entre os pisos. Sendo a menor variação nas direções 90° e 270°, com 10%, conforme a Tabela 16 demonstra.

Tabela 16 - Variação dos deslocamentos entre pisos M1SN/ M2CNPI

Ângulo do Vento (°)	Hi (cm)		Diferença (cm)	%
	M1SN	M2CNPO		
90	0,48	0,43	-0,05	-10%
270	0,48	0,43	-0,05	-10%
0	0,31	0,11	-0,2	-65%
180	0,31	0,11	-0,2	-65%

Fonte: Autor (2022)

Já se for analisado os Modelos M2CNPO e M3CNPA, foi verificado a redução máxima de 51% dos deslocamentos entre pisos nas direções de 90° e 270°, e nas direções de 0° e 180° foram mantidos os deslocamentos, conforma demonstrado na Tabela 17.

Tabela 17 - Variação dos deslocamentos entre pisos M2CNPO/M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	Hi (cm)		Diferença (cm)	%
	M2CNPO	M3CNPA		
90	0,43	0,21	-0,22	-51%
270	0,43	0,21	-0,22	-51%
0	0,11	0,11	0	0%
180	0,11	0,11	0	0%

Fonte: Autor (2022)

A variação total dos deslocamentos entre os modelos M1SN e M3CNPA foi de até 65% nas direções de 0° e 180°, e até 56% nas direções de 90° e 270°, conforme a Tabela 18.

Tabela 18 - Variação dos deslocamentos entre pisos M1SN/M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	Hi (cm)		Diferença (cm)	%
	M1SN	M3CNPA		
90	0,48	0,21	-0,27	-56%
270	0,48	0,21	-0,27	-56%
0	0,31	0,11	-0,2	-65%
180	0,31	0,11	-0,2	-65%

Fonte: Autor (2022)

A redução dos deslocamentos entre pisos é uma consequência direta da redução do deslocamento total e a melhora da estabilidade global. Isso implica na inibição de possíveis problemas como trincas em paredes.

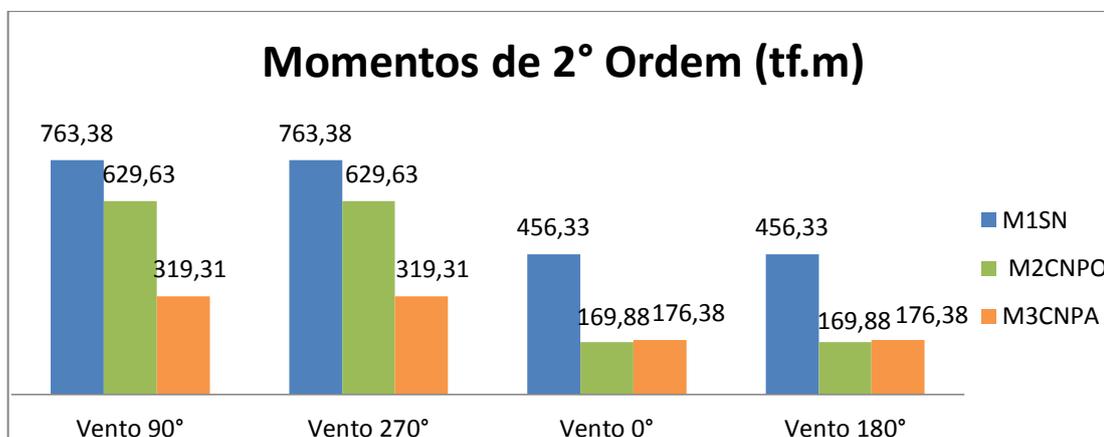
5.3 Análise dos Momentos de 2° Ordem

Como resultados da não linearidade geométrica surgem os esforços de segunda ordem. Isso se dá porque o TQS analisa a estrutura no seu modo deformado, fazendo com que seja considerada essa parcela adicional dos esforços de momento fletor que dependem, por sua vez, da magnitude das cargas verticais.

Foram obtidos os maiores momentos de 2° ordem no Modelo M1SN, aonde se chegou a um valor máximo de 763,38 tf.m nas direções de 90° e 270°. No Modelo M2CNPI, após ser inserido o núcleo rígido, obteve-se uma diminuição considerável nas direções de 0° e 180°, tendo um valor máximo de 629,63 tf.m nas direções de

90° e 270°. O Modelo M3CNPA, como esperado, teve o menor valor de Momentos de 2° Ordem, sendo o maior no valor de 319,31 tf.m nas direções 90° e 270°, conforme demonstrado no Gráfico 3.

Gráfico 3 - Comparação dos momentos de 2° ordem



Fonte: Autor (2022)

Do Modelo M1SN para o M2CNPO obteve-se uma redução de até 63% no valor do momento de 2° ordem. Sendo a menor variação nas direções 90° e 270°, com 18%, conforme a Tabela 19 demonstra.

Tabela 19 - Variação dos momentos de 2° ordem M1SN/ M2CNPO

Ângulo do Vento (°)	M2 (tfm)		Variação Percentual
	M1SN	M2CNPO	
90	763,38	629,63	-18%
270	763,38	629,63	-18%
0	456,33	169,88	-63%
180	456,33	169,88	-63%

Fonte: Autor (2022)

Já se for analisado os Modelos M2CNPO e M3CNPA, foi verificado a redução máxima de 49% dos Momentos de 2° Ordem nas direções de 90° e 270°, e de até 4% nas direções de 0° e 180°, para que o Edifício passasse em todos os parâmetros avaliados, conforme demonstrado na Tabela 20.

Tabela 20 - Variação dos momentos de 2° ordem M2CNPO/M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	M2 (tfm)		Variação Percentual
	M2CNPO	M3CNPA	
90	629,63	319,31	-49%
270	629,63	319,31	-49%
0	169,88	176,38	4%
180	169,88	176,38	4%

Fonte: Autor (2022)

A variação total dos Momentos de 2° Ordem entre os modelos M1SN e M3CNPA foi de até 61% nas direções de 0° e 180°, e até 58% nas direções de 90° e 270°, conforme a Tabela 21.

Tabela 21 - Variação dos momentos de 2° ordem M1SN/M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	M2 (tfm)		Variação Percentual
	M1SN	M3CNPA	
90	763,38	319,31	-58%
270	763,38	319,31	-58%
0	456,33	176,38	-61%
180	456,33	176,38	-61%

Fonte: Autor (2022)

Conforme já discutido no capítulo de revisão de literatura, os efeitos globais de 2° ordem são um indicativo direto da variação da estabilidade global. Mais especificamente, os efeitos de segunda ordem são inversamente à estabilidade global, ou seja, quanto maior os efeitos de segunda ordem, menor será a estabilidade global da estrutura analisada.

Dessa maneira, pode-se perceber claramente a evolução na estabilidade global da estrutura quando foi adotado o sistema estrutural de núcleo rígido, foram reduzidos em até 63% os efeitos de segunda ordem. Isso demonstra claramente a importância da rigidez da estrutura frente aos deslocamentos horizontais, que são o começo do comportamento não linear geométrico.

Pode-se perceber, também, que no modelo M3CNPA os esforços de momento de 2° ordem aumentaram 4% nas direções 0° e 180°, isso se deve ao aumento das cargas verticais de peso próprio com o aumento das seções dos

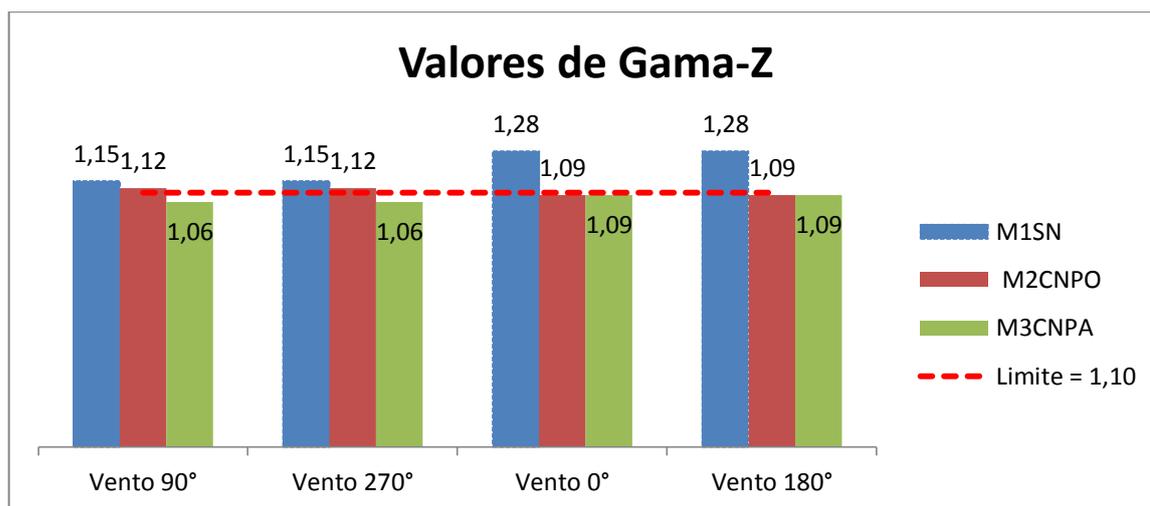
pilares que, ao serem aplicadas na estrutura no seu modo deformado, geram o incremento de esforços nesse modelo.

5.4 Análise dos Valores de Gama Z

O Parâmetro de Estabilidade Global Gama Z foi obtido para todos os Modelos, mas apenas o M3CNPA ficou abaixo do limite de 1,10 e foi classificado como de nós fixos. O Modelo M2CNPO obteve o valor de 1,09 nas direções de 0° e 180°, porém alcançou o valor de 1,12 nas direções de 90° e 270°, o que não permite a classificação da estrutura como sendo de nós fixos.

Já o Modelo M1SN obteve um valor de 1,28 nas direções 0° e 180°, e 1,15 nas direções de 90° e 270°. O Gráfico 4 contém os resultados.

Gráfico 4 - Comparação dos valores de gama Z



Fonte: Autor (2022)

Do Modelo M1SN para o M2CNPO obteve-se uma redução de até 15% no valor do Gama Z. Sendo a menor variação nas direções 90° e 270°, com 3%, conforme a Tabela 22 demonstra.

Tabela 22 - Variação do gama Z M1SN/ M2CNPO

Ângulo do Vento (°)	yz		Variação Percentual
	M1SN	M2CNPO	
90	1,15	1,12	-3%
270	1,15	1,12	-3%
0	1,28	1,09	-15%
180	1,28	1,09	-15%

Fonte: Autor (2022)

Já se for analisado os Modelos M2CNPO e M3CNPA, foi verificado a redução máxima de 5% do valor de gama Z nas direções de 90° e 270°, nas direções de 0° e 180° se manteve o mesmo valor, conforme demonstrado na Tabela 23.

Tabela 23 - Variação do gama Z M2CNPO/ M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	yz		Variação Percentual
	M2CNPO	M3CNPA	
90	1,12	1,06	-5%
270	1,12	1,06	-5%
0	1,09	1,09	0%
180	1,09	1,09	0%

Fonte: Autor (2022)

A variação total do gama Z entre os modelos M1SN e M3CNPA foi de até 15% nas direções de 0° e 180°, e até 8% nas direções de 90° e 270°, conforme a Tabela 24.

Tabela 24 - Variação do gama Z M1SN/ M3CNPA

Ângulo do Vento (°)	yz		Variação Percentual
	M1SN	M3CNPA	
90	1,15	1,06	-8%
270	1,15	1,06	-8%
0	1,28	1,09	-15%
180	1,28	1,09	-15%

Fonte: Autor (2022)

A NBR 6118 (2014) permite majorar os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95\gamma_z$ com a finalidade de estimar os esforços globais de segunda

ordem, sendo válido para $\gamma z \leq 1,30$. Assim, a redução desse parâmetro implica diretamente no resultado dos esforços de segunda ordem.

Como cada direção tem um valor de esforço de vento, também ter-se-á valores individuais para de Gama Z para cada direção de vento considerada. A menor variação total nas direções de 90° e 270° indica claramente que são direções mais rígidas e, portanto, mais estáveis.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Estabilidade Global de uma estrutura é uma etapa imprescindível nas verificações de um projeto. Dessa maneira, foi estudado em cada modelo o parâmetro de estabilidade global gama Z, verificando os deslocamentos máximos totais, deslocamentos máximos entre pisos e os momentos de 2° ordem.

Foi feita uma análise da evolução da estabilidade global a partir de três modelos diferentes que continham a mesma planta arquitetônica, verificando a mudança dos parâmetros citados ao ser inserido o núcleo rígido. A partir de um modelo base constituiu-se o M1SN, somente com pilares. O M2CNPO contou com a adição do núcleo rígido na estrutura, mas sem refinar a estrutura para atender todos os parâmetros. O M3CNPA representou um modelo final que atendeu todos os parâmetros analisados.

A partir dos resultados obtidos é possível ver a grande importância da rigidez adequada de uma estrutura, e como uma estrutura flexível pode ser deslocável a ponto de não atender os estados limites. O núcleo rígido se mostrou uma escolha acertada para enrijecer a estrutura. Somente esse elemento foi responsável por diminuir em até 63% dos esforços de segunda ordem, o que implica numa melhora imediata nos valores de Gama Z. Porém, Esse elemento por si só não foi suficiente para adequar a estrutura, sendo necessária a adequação dos demais pilares da estrutura.

Assim sendo, o núcleo rígido foi preponderante na estabilidade global dos modelos. No entanto, é preciso avaliar a direção que se torna mais enrijecida ao inserir o núcleo e verificar se não há deficiência de rigidez nas outras direções.

7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Cada estrutura difere uma da outra em muitos aspectos. É impossível, em um único trabalho, abarcar todas as variáveis possíveis que afetem a estabilidade global de uma estrutura. Efeitos como Torção, posição do núcleo rígido, efeito do faseamento construtivo, influência do tipo de laje, entre outros, não foram aqui abordados. Um complemento interessante para esse estudo seria variar a altura dos modelos criados. Dessa maneira poderiam ser verificadas as faixas de altura em que seria eficiente a utilização do núcleo rígido, e as faixas de altura que seria dispensável, levando em consideração os parâmetros de estabilidades aqui estudados. Isso permitiria uma maior sensibilidade estrutural, fator de suma importância na modelagem estrutural de edifícios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento: Referências**. Rio de Janeiro, p. 238. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: Referências**. Rio de Janeiro, p. 5. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: Referências**. Rio de Janeiro, p. 18. 2004.

ALI, M. M.; MOON, K. S. Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. **Architectural Science Review**, v. 50, n. 3, p. 205–223, 2007.

ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos.

ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 2, n. 4, p. 356–379, 2009.

ARAÚJO, J. M. DE. **Curso de Concreto Armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

BARROS, ALEX DE. **UM ESTUDO DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS CONSIDERANDO O FATOR DO COMPRIMENTO EFETIVO E AS FORÇAS NOCIONAIS**. 2010. Tese (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas.

BERNARDI, D. F. **Um modelo computacional para análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. 2010. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

BERNARDI, D. F.; CAMPOS FILHO, A.; PACHECO, A. R. **Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais.** p. 11, 2010.

CABRAL, E. V. **Curso de Interação Solo-Estrutura.** 2018 (Apostila)

CAMARINHA, R. M. D. M. **Acção e Efeitos do Vento em Edifícios Altos.** p. 179, 2008.

CHINEM, R. M. **Avaliação da estabilidade global de edifícios.** 2010. Monografia - Universidade Federal de Goiás. Curso de Graduação em Engenharia Civil, Goiânia, 2010.

CHING, F. D. K. **Sistemas estruturais ilustrados, padrões, sistemas e projeto.** Porto Alegre: Bookman, 2010. 320p.

DINIZ, C. W. DA S. **Estabilidade global de estruturas de edifícios considerando a influência na ligação viga - pilar parede.** 2017. Tese (Mestrado em Estruturas) - Universidade Federal de Alagoas. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Maceió, 2017.

FREITAS, F. C. DE. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento.** 2015. Tese (Mestrado em Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, 2015.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **RIEM - IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 9, n. 2, 2016.

FREITAS FILHO, N. P. DE. **Modelagem de pilares parede em edifícios.** 2002. Tese (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco. Departamento de Engenharia Civil / Estruturas, Recife, 2002.

GUILARDI, S. L. M. **SOBRE OS PROBLEMAS INERENTES AOS PROCESSOS DISCRETOS NA ANÁLISE DE NÚCLEOS ESTRUTURAIS**. 1999. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Estadual de Campinas. Departamento de Estruturas, Campinas, 1999.

IGLESIA, S. M. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. Disponível em: <<https://maisengenharia.altoqi.com.br/material/o-efeito-p-delta-nas-estruturas-de-edificios/>>. Acesso em: 29 abr. 2020.

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

KUSTER, V. K. J. P. **Estudo do comportamento estrutural de prédios de concreto armado contraventado por núcleos rígidos tendo em vista o esforço de torção originado pela ação do vento**. v. 5, n. 564, p. 1–19, 2014.

LACERDA, M. M. S. **ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2013.

LIMA, G. O. **Estudo comparativo dos parâmetros de estabilidade em dois tipos de sistemas de contraventamento adotados em edifícios de concreto armado**. Brazilian Journal of Development, v. 5, n. 11, p. 27207–27225, 2019.

LONGO, H. I. **Apostila do curso de Estruturas de Concreto Armado 1**. 2016.

MARQUES FILHO, S. J. P. J.; HOROWITZ, B. Flexibility modeling of reinforced concrete concentric frame joints. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 3, p. 360–374, 2013.

MATIAS JUNIOR, I. G. **ANÁLISE NÃO LINEAR DE ESTRUTURAS TRIDIMENSIONAIS FUNDAÇÕES FLEXÍVEIS**. 2010. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2010.

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

OLIVEIRA, D. M. et al. Análise estatística da variação dos efeitos de segunda ordem com a altura dos pavimentos nos edifícios de concreto armado. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 10, n. 2, 2017.

OLIVEIRA, J. C. A. DE. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. 2009. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2009.

PEREIRA, A. C. DE O. **ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA MODELAGEM ESTRUTURAL DO NÚCLEO NOS PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS ALTOS**. 2000. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.

SANDELIN, C.; BUDAJEV, E. **The Stabilization of High-rise Buildings**. Department of Engineering Science, Applied Mechanics, Civil Engineering, Uppsala University, n. December, p. 94, 2013.

SANTOS, J. B. DOS. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Uberlândia, 2016.

SANTOS, J. S. DOS. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e protendido**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

SANTOS, T. P. DOS. **Comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido**. Tese (Mestrado em Estruturas) - Universidade Federal de Alagoas. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Maceió, 2018.

SARKISIAN, M. P. **Designing tall buildings : structure as architecture**. New York: Routledge, 2012, 222p.

SHIN, M.; LAFAVE, J. M. **Testing and modeling for cyclic joint shear deformations in RC beam-column connections**. Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, n. 0301, p. Paper No. 0301, 2004.

VIGETA, J. L. **DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS À AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURA DE GRANDE ALTURA**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

WORDELL, F. **Avaliação Da Instabilidade Global De Edifícios Altos**. 2003. Tese (Mestrado em Estruturas) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2003.