

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Leo Azeredo

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE
EDIFÍCIOS**

Santa Cruz do Sul
2016

Leo Azeredo

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE
EDIFÍCIOS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC, para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul
2016

Leo Azeredo

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE
EDIFÍCIOS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC, para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin

Prof. M.Sc. Christian Donin
Professor Orientador - UNISC

Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor Examinador - UFSM

Prof. M. Sc. Henrique Luiz Rupp
Professor Examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul
2016

Dedico esse trabalho aos meus pais, João Pedro Leal Azeredo e Jaqueline Flores Azeredo, responsáveis por tornar possível esse momento, não medindo esforços e sendo os maiores e melhores exemplos que poderiam existir.

AGRADECIMENTOS

A conclusão desta etapa somente se tornou possível devido ao apoio e incentivo de pessoas que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação.

Agradeço especialmente aos meus pais João Pedro Leal Azeredo e Jaqueline Flores Azeredo, pela compreensão, amparo, paciência e esforços não medidos em toda a minha jornada de vida. Por me mostrarem o valor da família e os ideais nos quais devemos nos apoiar.

Ao meu irmão Lucas Flores Azeredo, pelo apoio incondicional e pelos constantes debates desafiadores que me proporciona.

Aos meus quase irmãos, Vinicius Prestes Azeredo e Gabriella Azeredo Azevedo, pelo companheirismo de toda vida.

A minha filha Mariana da Costa Azeredo, por ser minha motivação maior, me ensinando como ser feliz a cada dia.

Agradeço aos colegas e grandes amigos de faculdade, que proporcionaram momentos valiosos de crescimento mútuo.

Aos colegas de profissão pelo companheirismo e cumplicidade no dia a dia.

Aos amigos de longa data, pelos incansáveis conselhos, e ensinamentos.

Agradeço especialmente ao meu professor orientador Christian Donin, pela disposição em diversos horários, bem como pelos valiosos ensinamentos, tornando a realização deste trabalho possível.

Agradeço também aos grandes mestres e amigos formados durante toda essa jornada acadêmica, por todo o conhecimento transmitido, especialmente aos caros Henrique Rupp, João Rodrigo Guerreiro Mattos e Leandro Olívio Nervis.

RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo aprofundar os conhecimentos em análises de estabilidade global de edificações. Para tanto foi adotada uma geometria padrão de um edifício, a qual foi submetida a um pré-dimensionamento. Realizou-se o lançamento da estrutura em um software de análise de pórticos planos, Ftool, e um software de análise de pórticos espaciais, Eberick. A partir desta definição, calculou-se os coeficientes de estabilidade iniciais, para então buscar soluções que garantissem que tais coeficientes apresentassem valores dentro dos limites normativos. Primeiro optou-se pelo aumento das seções dos pilares para enrijecer os pórticos. Posteriormente, estudou-se a metodologia de pórticos com preenchimento de alvenaria, através do método das bielas, considerando sempre os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014. Foram então confrontados os resultados obtidos pela análise de pórticos planos e pórticos espaciais, para verificar a eficiência do modelo mais simples. Comparou-se os resultados dos coeficientes de estabilidade considerando a contribuição da alvenaria com os da geometria inicial. Por fim, realizou-se uma análise complementar do ponto de vista de consumo de materiais das soluções aplicadas.

Palavras chave: Estabilidade global; pórticos planos; pórticos espaciais; contribuição da alvenaria;

ABSTRACT

This study aims to further deepen the knowledge in analysis of building global stability. Standard geometry of building was adopted, which was subjected into a pre-dimensioning. Structures elements was held with plane frames analysis software, Ftool™ and a space frames analysis software, Eberick™. From this, the coefficients were calculated, verifying if the mobile node is eligible for characterizing the structure. From this definition, it was calculated the initial stability coefficients, then it was sought solutions to ensure that these coefficients presented values within the regulatory limits. Firstly, it was opted for the increase of the sections of columns for stiffness framework. Later, it was studied the framework methodology considering masonry wall, through the method of strut, always attending the limits established by NBR 6118: 2014. It was confronted the obtained results by the analysis of plane frames and space frames, in other to check the efficiency of the simpler model. It was compared the results of stability coefficients considering the contribution of masonry with the initial geometry. Finally, there was prepared an additional analysis under the point of view of material consumption of the applied solutions.

Palavras chave: global stability; plane framework; space framework; contribution of the masonry wall.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Relação entre os efeitos de 2ª ordem e a estabilidade global.....	20
Figura 2: Efeitos de 1ª e 2ª ordem	25
Figura 3: Efeitos globais de 2ª ordem.....	26
Figura 4: Efeitos locais de 2ª ordem.....	27
Figura 5: Efeitos localizados de 2ª ordem	27
Figura 6: Análise linear e não-linear	29
Figura 7: Comparação do comportamento linear e não linear no diagrama tensão x deformação	30
Figura 8: Diferença de deformação de um pilar de contraventamento para um pilar contraventado.....	31
Figura 9: Aplicação de força vertical em eixo inclinado.....	32
Figura 10: Subestrutura de contraventamento	34
Figura 11: Deslocamento gerado por esforços horizontais	36
Figura 12: Diferença da distribuição de esforços horizontais	37
Figura 13: Painel de contraventamento genérico	39
Figura 14: Elemento finito de barra com seis graus de liberdade por nó.....	39
Figura 15: Estrutura com parede de contraventamento.....	41
Figura 16: Deformações pórtico e parede.....	42
Figura 17: Núcleo estrutural	43
Figura 18: Modelo de contraventamento denominado em "cruz de St.º André".....	44
Figura 19: Tipos de travamento reticulado contraventado	44
Figura 20: Deslocamento impedido pelo contraventamento	45
Figura 21: Deslocamento impedido pelo contraventamento	46
Figura 22: Deslocamento impedido pelo contraventamento	47
Figura 23: Deslocamento impedido pelo contraventamento	49
Figura 24: Determinação da área frontal efetiva	52
Figura 25: Modelo de vinculações de lajes	53
Figura 26: Determinação da área de influência de cada pilar.....	56
Figura 27: Deslocamento impedido pelo contraventamento	66
Figura 28: Redução de rigidez adotada nos pórticos do eixo X.....	68
Figura 29: Redução de rigidez adotada nos pórticos do eixo Y	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de f_{vk} de acordo com a resistência da argamassa.....	50
Tabela 2: Seções adotadas para as vigas	55
Tabela 3: Seções adotadas para os pilares n geometria inicial.....	57
Tabela 4: Cargas horizontais	59
Tabela 5: Cargas verticais.....	61
Tabela 6: Seções dos pilares para a geometria redimensionada.....	65
Tabela 7: Parâmetros da biela no eixo X.....	67
Tabela 8: Parâmetros da biela no eixo Y.....	67
Tabela 9: Resultados obtidos nas verificações dos pórticos no eixo X.....	69
Tabela 10: Resultados obtidos nas verificações dos pórticos no eixo Y.....	70
Tabela 11: Coeficiente γ_z , para geometria inicial no eixo X.....	71
Tabela 12: Coeficiente γ_z , para geometria inicial no eixo Y.....	72
Tabela 13: Parâmetro α para geometria inicial no eixo X.....	73
Tabela 14: Parâmetro α para geometria inicial no eixo Y.....	73
Tabela 15: Coeficiente γ_z , para geometria com pilares redimensionados no eixo X.....	74
Tabela 16: Coeficiente γ_z , para geometria com pilares redimensionados no eixo Y.....	75
Tabela 17: Parâmetro α para geometria com pilares redimensionados no eixo X.....	76
Tabela 18: Parâmetro α para geometria com pilares redimensionados no eixo Y.....	76
Tabela 19: Coeficiente γ_z , para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria - eixo X.....	77
Tabela 20: Coeficiente γ_z , para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria - eixo Y.....	78
Tabela 21: Parâmetro α para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria - eixo X.....	79
Tabela 22: Parâmetro α para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria - eixo Y.....	79
Tabela 23: Consumo de materiais para geometria inicial.....	80
Tabela 24: Consumo de materiais para geometria com pilares redimensionados.....	80
Tabela 25: Comparação do γ_z pórtico plano e pórtico espacial eixo X.....	81
Tabela 26: Comparação do γ_z pórtico plano e pórtico espacial eixo Y.....	81
Tabela 27: Comparação de estabilidade global da geometria inicial e a mesma com contribuição da alvenaria - eixo X.....	82

Tabela 28: Comparação de estabilidade global da geometria inicial e a mesma com contribuição da alvenaria - eixo Y.....	83
Tabela 29: Análise complementar quanto ao consumo de materiais	84

LISTA DE ABREVIATURAS

α - Parâmetro de instabilidade

γ_z - Coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

E_c - Módulo de elasticidade do concreto

F_{cd} - Resistência de cálculo do concreto à compressão

E_{ci} - Módulo de deformação tangente inicial

F_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão

E_i - Módulo de rigidez equivalente

F_{vd} - Resistência de cálculo ao cisalhamento

h - Altura total

I_c - Momento de inércia

m - Metros

m² - Metros quadrados

M - Momento fletor

M_d - Momento fletor solicitante de cálculo

MPa - Mega Pascal – medida de resistência - 10⁶ N/m²

NBR - Normas Brasileiras Regulamentadoras

N_k - Cargas verticais atuantes

PP - Peso próprio

UNISC - Universidade de Santa Cruz do Sul

RESUMO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	8
LISTA DE TABELAS	9
LISTA DE ABREVIATURAS.....	11
1. INTRODUÇÃO	16
2. ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA	17
3. JUSTIFICATIVA	18
4. OBJETIVOS	19
4.1 Objetivo Geral.....	19
4.2 Objetivos específicos	19
5. REFERENCIAL TEÓRICO	20
5.1 Introdução	20
5.2 Processos aproximados de cálculo dos esforços de 2ª ordem.....	20
5.2.1 Coeficiente γ_z.....	21
5.2.2 Parâmetro de instabilidade α	22
5.3 Fatores que influenciam a estabilidade global	22
5.3.1 Cargas atuantes	23
5.3.1.1 Cargas horizontais.....	23
5.3.1.2 Cargas verticais	23
5.3.2 Rigidez da estrutura.....	23
5.3.2.1 Laje	23
5.3.2.2 Vigas e pilares	24
5.4 Instabilidade e efeitos de 2ª ordem.....	24
5.4.1 Campo de Aplicação.....	24
5.4.2 Princípio de cálculo	25
5.4.3 Classificação das estruturas quanto aos efeitos de 2ª ordem.....	26
5.4.3.1 Efeitos globais de 2ª ordem	26
5.4.3.2 Efeitos locais de 2ª ordem.....	26
5.4.3.3 Efeitos localizados de 2ª ordem	27

5.4.4 Classificação das estruturas quanto a relevância dos esforços de 2ª ordem.....	28
5.4.4.1 Estruturas de nós fixos.....	28
5.4.4.2 Estrutura de nós móveis.....	28
5.4.5 Dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem	28
5.4.5.1 Análise da estrutura de nós fixos	28
5.4.5.2 Análise de estruturas de nós móveis	29
5.5 Fatores que influenciam no cálculo dos esforços de 2ª ordem.....	29
5.5.1 Não linearidade física.....	30
5.5.2 Imperfeições geométrica	31
5.5.3 Formulação de segurança.....	33
5.6 Análise das estruturas de contraventamento	34
5.6.1 Processo simplificado para repartição das forças horizontais.....	34
5.6.2 Análise de pórticos através do modelo contínuo	35
5.6.3 Interação entre painéis de contraventamento com comportamentos distintos	37
5.6.4 Processo rigoroso para repartição das forças horizontais.....	38
5.7 Soluções de contraventamento.....	40
5.7.1 Pórticos.....	40
5.7.2 Paredes	41
5.7.3 Paredes associadas a pórticos.....	42
5.7.4 Núcleos e tubos	42
5.7.5. Reticulada contraventada.....	43
5.8 Pórticos com preenchimento de alvenaria.....	45
5.8.1 Características do modelo de bielas.....	46
5.8.2 Verificações do modelo de bielas.....	48
5.8.2.1 Verificação à compressão.....	48
5.8.2.2 Verificação ao cisalhamento	49
5.8.3 Redução de rigidez dos painéis	50

	14
5.9 Ações	51
5.9.1 Determinação dos esforços horizontais	51
5.9.1.1 Ação do vento	51
5.9.2 Composição de cargas verticais	52
5.9.2.1 Cargas das Lajes.....	52
5.9.2.2 Cargas das vigas	53
5.10 Propriedades dos materiais utilizados	54
6. METODOLOGIA.....	55
6.1 Definição do edifício modelo	55
6.1.1 Geometria.....	55
6.1.1.1 Vigas.....	55
6.1.1.2 Lajes	56
6.1.1.3 Pré dimensionamento dos Pilares 2%	56
6.1.2 Carregamentos	58
6.1.2.1 Determinação dos esforços horizontais oriundos da ação do vento.....	58
6.1.2.2 Determinação dos esforços verticais referentes as lajes.....	59
6.1.2.3 Carregamentos verticais aplicados nas vigas.....	59
6.1.3 Propriedades dos materiais utilizados.....	62
6.1.3.1 Concreto	62
6.1.3.2 Aço	62
6.1.3.2 Alvenaria	62
6.1.3.3 Argamassa	62
6.2 Aplicação dos métodos de cálculo.....	63
6.2.1 Modelo utilizando pórticos planos	63
6.2.1.1 Análise da geometria inicial.....	63
6.2.1.1.1 Verificação do parâmetro de instabilidade α	63
6.2.1.1.2 Verificação do coeficiente γ_z	64

6.2.1.2	Análise estrutural para adequação das seções dos pilares.....	65
6.2.1.3	Análise estrutural considerando a contribuição da alvenaria.....	66
6.2.2	Modelos utilizando pórticos espaciais	70
6.2.2.1	Análise da geometria inicial.....	70
6.2.2.2	Análise estrutural com pilares que atendem aos parâmetros de estabilidade	70
7.2.	Modelos utilizando pórticos planos	71
7.2.1	Análise da geometria inicial	71
7.2.2	Análise estrutural com pilares ajustados para atender aos parâmetros de estabilidade	74
7.2.3	Análise estrutural considerando a contribuição da alvenaria	76
7.3	Modelos utilizando pórticos espaciais	80
7.3.1	Análise da geometria inicial	80
7.3.2	Análise estrutural com pilares redimensionados para atender aos parâmetros de estabilidade	80
8.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	81
8.1	Coefficiente γ_z	81
8.2	Efeito da consideração da alvenaria.....	82
8.3	Análise complementar quanto ao consumo de materiais	83
9.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	85
9.1	Conclusões	85
9.2	Sugestões para trabalhos futuros	85
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87

1. INTRODUÇÃO

Devido ao desenvolvimento das chamadas áreas nobres, cada vez se tornam mais escassos e caros os terrenos disponíveis para construção nessas regiões. Frente a esta situação, se apresenta como forte tendência a verticalização, ou seja, construções de grandes alturas, com o intuito de aproveitar o máximo do terreno, visando dissipar o elevado custo do mesmo. Nestas grandes estruturas cresce a relevância da análise de estabilidade global.

Segundo Kimura (2007), o que influi diretamente na análise da estabilidade global é: a magnitude das ações verticais e a rigidez da estrutura no sentido analisado. Rigidez, por conceito, é a capacidade de resistir a uma determinada deformação. Em uma estrutura a capacidade de resistir a essa deformação é dada por elementos de contraventamento.

Conforme NBR 6118:2014, nas estruturas de concreto armado, o limite de instabilidade é dado quando ao aumentarmos a intensidade do carregamento, consequentemente se aumentam as deformações, tem-se então elementos submetidos à flexo-compressão, onde o crescimento das solicitações passa a ser superior ao crescimento da resistência.

Dizer que uma estrutura está estável, significa que a mesma se encontra equilibrada, ou seja, capaz de resistir aos esforços horizontais sem gerar deslocamentos excessivos que por sua vez poderiam gerar momentos de segunda ordem elevados. Os efeitos de segunda ordem são originados a partir da configuração deformada da estrutura e somam-se aos efeitos de primeira ordem, analisados na configuração geométrica inicial.

A estrutura pode ser classificada como estrutura de nós fixos ou estruturas de nós móveis. Segundo NBR 6118:2014 quando os efeitos de segunda ordem são pequenos (inferiores a 10 % em relação aos respectivos esforços de primeira ordem), são considerados como desprezíveis, bastando considerar os efeitos localizados e locais de segunda ordem, nesse caso a estrutura é denominada de nós fixos. Quando esses efeitos de segunda ordem forem superiores aos 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem, a estrutura é classificada como de nós móveis e, portanto devem ser considerados os esforços globais, locais e localizados.

Para determinar se os esforços de segunda ordem são superiores aos 10%, temos dois métodos aproximados que são propostos na NBR 6118:2014, o parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z .

2. ÁREA E LIMITAÇÃO DO TEMA

O presente trabalho foi desenvolvido na área de Análise de Estruturas, com enfoque na análise de estabilidade global de edificações. São levantados os critérios de repartição dos esforços, os métodos para determinação da estabilidade e as opções de soluções para contraventar a edificação impedindo que se torne instável.

3. JUSTIFICATIVA

Toda edificação deve passar por uma avaliação de estabilidade global. Por vezes os parâmetros de estabilidade não são atingidos, fazendo com que seja necessário um aumento da rigidez através de elementos de contraventamento.

Com o avanço das tecnologias da construção e a valorização dos terrenos das áreas nobres, cada vez mais se solidifica a tendência da verticalização na construção civil, ou seja, construir edificações com elevadas alturas. Muitas vezes, para melhor utilização do espaço as construções têm uma dimensão muito maior que a outra, tornando-se esbeltas. Essas duas considerações elevam a instabilidade da edificação e intensificam a necessidade de soluções eficientes de travamento.

Fica evidente a importância de aprimorar a análise de estabilidade global, bem como as soluções que podem ser aplicadas para que se possa evitar a instabilidade da estrutura, provendo segurança à edificação.

4. OBJETIVOS

4.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem por objetivo contribuir para a área de análise de estruturas, com enfoque na estabilidade global de edificações. Visando compreender melhor os comportamentos da estrutura frente aos esforços horizontais, encontrando soluções de contraventamento eficientes e economicamente interessantes.

4.2 Objetivos específicos

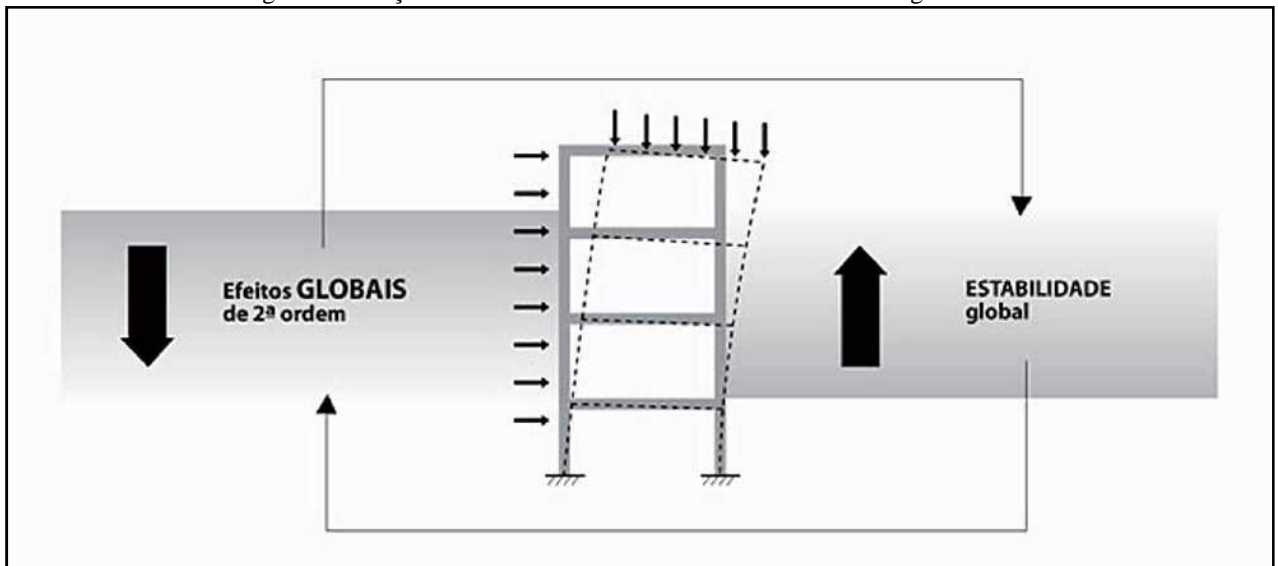
- Estudar os métodos de determinação de estabilidade global;
- Estudar as soluções de contraventamento;
- Modelar uma edificação em um software de análise de pórticos planos, inserindo todas as informações necessárias para simular o comportamento real da edificação, com a finalidade de encontrar seus parâmetros de estabilidade;
- Modelar a mesma edificação em um software de análise de pórticos espaciais, para encontrar seus parâmetros de estabilidade;
- Comparar os resultados obtidos pelos diferentes modelos de análise;
- Verificar eficiência do travamento da edificação através de pórticos preenchidos com alvenaria;

5. REFERENCIAL TEÓRICO

5.1 Introdução

A estabilidade global, como o próprio nome evidência, faz menção à estrutura em sua totalidade. Segundo Kimura (2007) a estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante aos efeitos de 2ª ordem, ou seja, quanto menores forem os referidos efeitos, mais estável será a estrutura. Como pode ser visto na Figura 01:

Figura 1: Relação entre os efeitos de 2ª ordem e a estabilidade global



Fonte: KIMURA, 2007. p. 559.

Dessa forma, pode-se determinar se um edifício está estável ou não através de um cálculo, ou mesmo de uma estimativa, dos efeitos globais de 2ª ordem presentes na estrutura. Tal verificação é indispensável e deve ser realizada no início da elaboração do projeto estrutural.

Segundo Kimura (2007), a verificação da estabilidade global de um edifício de concreto armado deve ser feita para todas as combinações de carregamento do estado limite último (ELU).

5.2 Processos aproximados de cálculo dos esforços de 2ª ordem

A NBR 6118:2014 recomenda a utilização de dois métodos aproximados de cálculo dos esforços de 2ª ordem, os quais serão apresentados nos tópicos subsequentes.

5.2.1 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z tem por finalidade avaliar a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma simples, rápida e bastante eficiente. Sua formulação foi desenvolvida pelos engenheiros brasileiros, Augusto Carlos de Vasconcelos e Mário Franco.

Conforme NBR 6118:2014, este coeficiente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento.

Segundo Kimura (2007), valores coerentes e comuns de γ_z são números levemente superiores a um, por exemplo: 1,05; 1,10; 1,15; 1,20. Ainda determina que, valores acima de 1,5 indicam que a estrutura é instável e impraticável. Por fim que valores inferiores a um ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que possivelmente houve um erro durante o cálculo.

Para os considerados valores coerentes de γ_z , pode se dizer que a representatividade dos esforços de 2ª ordem na estrutura seja aproximadamente o valor em percentual, de γ_z subtraído de um, ou seja, se encontrarmos um valor de γ_z igual a 1,15 significa dizer que os efeitos globais de 2ª ordem representam aproximadamente 15 % dos respectivos esforços de 1ª ordem.

Kimura (2007) determina que, edifícios de concreto armado com valores de γ_z superiores a 1,3 possuem um elevado grau de instabilidade.

Conforme NBR 6118:2014 o valor de γ_z é dado pela expressão:

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

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em primeira ordem.

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

Pode-se dizer que o termo $\Delta M_{tot,d}$ representa a magnitude dos esforços de 2ª ordem inicial, já o termo $M_{1,tot,d}$ refere-se a importância dos esforços de 1ª ordem. Portanto, percebe-se que o coeficiente γ_z estabelece uma razão entre os esforços de 1ª e 2ª ordem.

5.2.2 Parâmetro de instabilidade α

Segundo a NBR 6118:2014, uma estrutura reticulada simétrica pode dispensar a consideração dos efeitos de 2ª ordem caso seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , teoria desenvolvida por BECK (1966), *apud* Donin (2015), conforme expressão abaixo:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} \quad (2)$$

O valor limitador α_1 , é igual a $0,2 + 0,1 n$, quando n é menor ou igual a 3. Quando n é maior ou igual a 4 o parâmetro α_1 passa a ser igual a 0,5.

Onde:

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

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

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

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

O módulo de rigidez equivalente pode ser calculado através da expressão:

$$EI = \frac{PH_{tot}^3}{3a} \quad (3)$$

Onde:

P é uma carga unitária;

a é o deslocamento gerado pela carga unitária.

Aplicando essa simplificação na equação 2 temos

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(EI)}} \quad (4)$$

5.3 Fatores que influenciam a estabilidade global

Existem inúmeros fatores que interferem na estabilidade global de um edifício, alguns são mais relevantes, outros menos.

5.3.1 Cargas atuantes

5.3.1.1 Cargas horizontais

Segundo Kimura (2007), a magnitude das cargas horizontais aplicadas à estrutura, como o vento, por exemplo, não tem influência direta na análise de estabilidade global. As cargas horizontais aumentam os deslocamentos no sentido em que estão atuando e por este motivo podem comprometer a estrutura. Entretanto pegando como modelo o processo aproximado de análise pelo Coeficiente γ_z , sabe-se que, o mesmo estabelece uma razão dos momentos de segunda ordem pelos de primeira ordem, e quando o aumento da carga horizontal gera um aumento do deslocamento essa alteração provoca uma elevação dos esforços de 1ª e 2ª ordem numa mesma proporção, não refletindo, portanto numa mudança no cálculo do coeficiente γ_z , o que confirma que a estabilidade global da estrutura não depende da magnitude das ações horizontais.

5.3.1.2 Cargas verticais

A magnitude das cargas verticais aplicadas à estrutura, influencia diretamente na análise de estabilidade global, pois a carga horizontal gera um momento de primeira ordem com a altura como braço de alavanca, além de gerar o deslocamento, a carga vertical, por sua vez, não gera acréscimo no momento de primeira ordem, mas ao ser aplicada na configuração deformada, gera momento de segunda ordem tendo o deslocamento como braço de alavanca. Portanto a carga vertical aumenta os efeitos de 2ª ordem, interferindo diretamente na análise de estabilidade global.

5.3.2 Rigidez da estrutura

5.3.2.1 Laje

Segundo Kimura (2007) a rigidez das lajes auxilia muito pouco na estabilidade global de um edifício, sendo na maioria das vezes desprezível. Portanto é válido lembrar, aumentar a espessura das lajes não deve ser a primeira medida tomada quando é necessário enrijecer a estrutura de um edifício.

5.3.2.2 Vigas e pilares

As vigas e os pilares são os principais responsáveis por propiciar uma boa rigidez a estrutura. Entretanto é necessário ter sensibilidade para localizar quais os principais elementos que contribuem à estabilidade global.

É fundamental observar a formação de pórticos, compostos pelo alinhamento de pilares interligados por vigas, pois qualquer alteração na rigidez desses pórticos terá influência direta na estabilidade global da estrutura.

É importante visualizar e definir quais são os pórticos responsáveis pela estabilidade global da estrutura em cada uma das direções. Isso disponibiliza subsídios para que se possam tomar decisões corretas visando à melhoria do comportamento global do edifício.

5.4 Instabilidade e efeitos de 2ª ordem

5.4.1 Campo de Aplicação

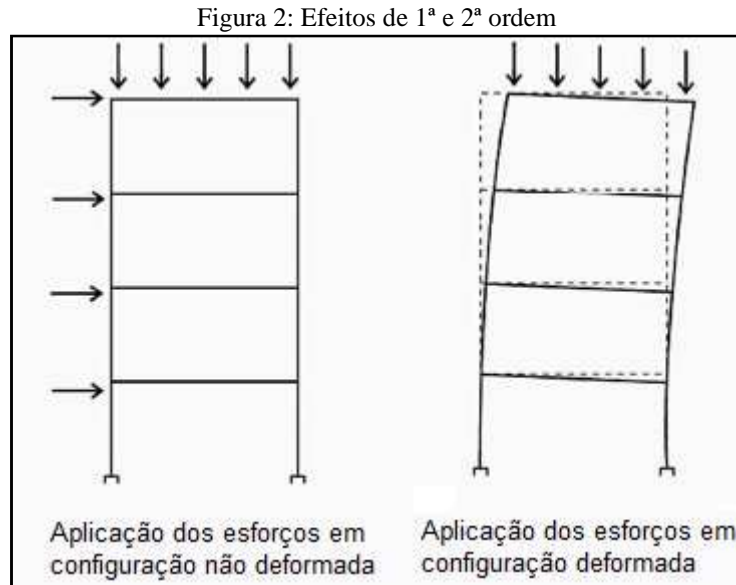
A NBR 6118:2014 analisa a instabilidade e os efeitos de 2ª ordem, considerando os elementos como barras submetidas a flexão composta, onde a contribuição da torção possa ser desprezada.

Pode-se dizer que, o limite de instabilidade em uma estrutura, é atingido sempre que, ao elevar os carregamentos e conseqüentemente as deformações, surgem elementos submetidos a flexo-compressão, ou seja, o aumento das solicitações passa a ser maior que o aumento da capacidade resistente.

A NBR 6118:2014 explicita três tipos de instabilidade:

- a) Nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver, para casos especiais de carregamento, perda de estabilidade por flambagem.
- b) Em situações particulares, como estruturas abatidas pode haver perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio ao ocorrer uma passagem brusca de uma configuração para outra reversa.
- c) Em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por flambagem, mas ocorre quando ao elevar a intensidade do carregamento, o aumento da solicitação passa a ser maior do que o da capacidade resistente.

Os efeitos de 1ª ordem são obtidos através da análise do equilíbrio da estrutura, com base em sua configuração geométrica inicial, não deformada, como pode ser visto na Figura 02:



Fonte: Autor, 2016.

Os efeitos de 2ª ordem são somados aos anteriores, por sua vez são obtidos por uma análise da configuração deformada da estrutura, como demonstra a Figura 02.

Esses efeitos de segunda ordem devem ser levados em consideração sempre que os mesmos representarem um acréscimo superior a 10 % nas reações e solicitações na estrutura.

Segundo Kimura (2007) os efeitos de segunda ordem são reais. E, além disso, estão presentes em todas as estruturas de concreto armado. Por este motivo, é fundamental saber calcular e compreender a relevância dos mesmos de maneira precisa.

5.4.2 Princípio de cálculo

A verificação da estabilidade global de um edifício de concreto armado é indispensável, deve garantir que, para as piores combinações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente.

Para tal fim devem ser levados em conta fatores como, a não linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, as imperfeições geométricas, a formulação de segurança e a deformabilidade dos elementos, além de que, possíveis incertezas nas características dos apoios e na deformabilidade devem ser levados em conta.

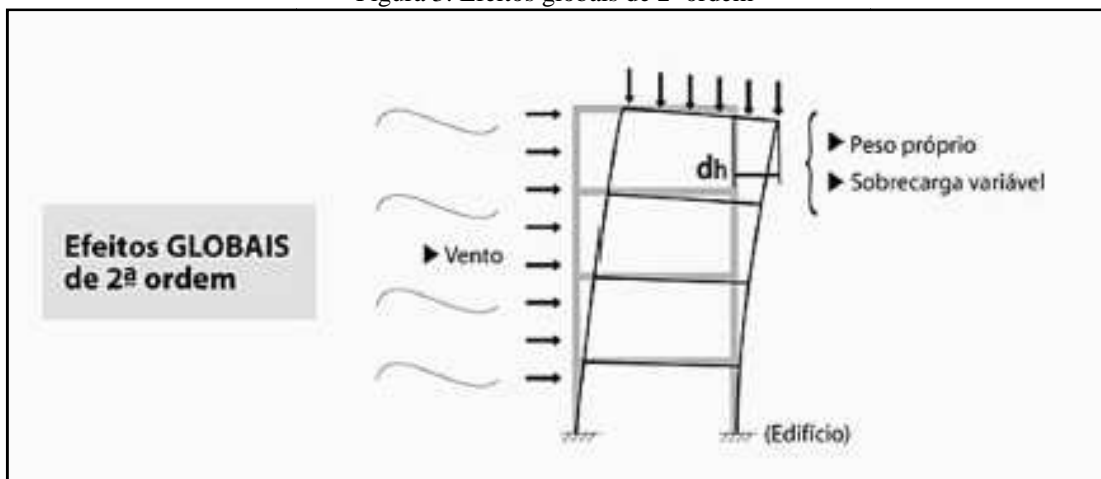
5.4.3 Classificação das estruturas quanto aos efeitos de 2ª ordem

Conforme NBR 6118:2014 item 15.4.1 os efeitos de 2ª ordem podem ser classificados em três tipos:

5.4.3.1 Efeitos globais de 2ª ordem

Efeitos globais de 2ª ordem: os efeitos globais são referentes ao edifício como um todo, formado pelo conjunto pilares, vigas e lajes. Por exemplo, um edifício submetido a ações horizontais sofre deslocamento, as cargas verticais, aplicadas nessa configuração deformada geram os efeitos de 2ª ordem, demonstrado na Figura 03.

Figura 3: Efeitos globais de 2ª ordem

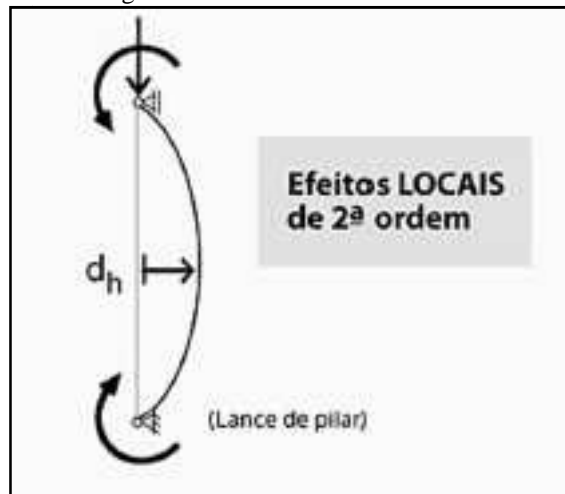


Fonte: KIMURA, 2007. p 557.

5.4.3.2 Efeitos locais de 2ª ordem

Efeitos locais de 2ª ordem: os efeitos locais têm relação com uma parte isolada da estrutura, por exemplo, um lance de pilar sofre deformação devido aos momentos atuantes, com isso são gerados efeitos de 2ª ordem pela presença da carga normal de compressão, como pode ser visto na Figura 04.

Figura 4: Efeitos locais de 2ª ordem

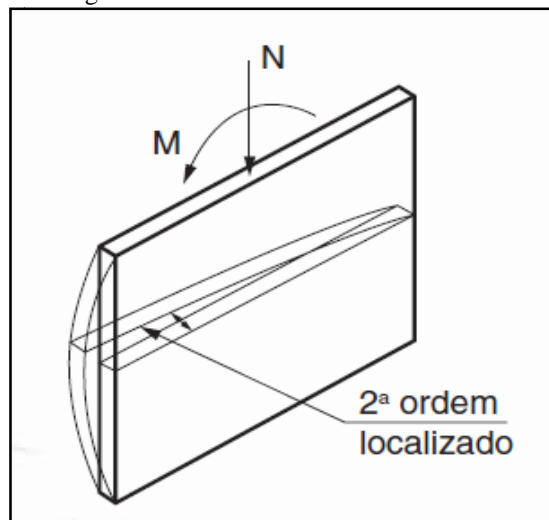


Fonte: KIMURA, 2007. p 557.

5.4.3.3 Efeitos localizados de 2ª ordem

Efeitos localizados de 2ª ordem: os efeitos localizados estão associados a um determinado ponto específico de um elemento na qual se concentram tensões. Por exemplo, um pilar-parede recebendo momento fletor, se deforma mais em uma de suas extremidades. Isto resulta em efeitos localizados de 2ª ordem devido à presença de carga normal, como mostra a Figura 05:

Figura 5: Efeitos localizados de 2ª ordem



Fonte: NBR 6118:2014. p 103.

Embora ocorram de forma simultânea nos edifícios, os efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem devem ser analisados e calculados separadamente.

5.4.4 Classificação das estruturas quanto a relevância dos esforços de 2ª ordem

Segundo a NBR 6118:2014 item 15.4.2, a estrutura pode ser classificada de duas formas quanto à relevância dos efeitos globais de 2ª ordem.

5.4.4.1 Estruturas de nós fixos

As estruturas são inicialmente consideradas de nós fixos, ou seja, quando os deslocamentos horizontais são pequenos e por consequência os efeitos globais de 2ª ordem são considerados como desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nesse caso são considerados apenas os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

5.4.4.2 Estrutura de nós móveis

As estruturas passam a ser consideradas como de nós móveis, no momento em que os deslocamentos horizontais passam a ser relevantes e por consequência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem).

5.4.5 Dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem

Para verificar a relevância dos esforços globais de 2ª ordem, a NBR 6118:2014 recomenda a utilização dos processos aproximados γz e α , já descritos no capítulo anterior, os quais estabelecem parâmetros que realizam a análise sobre os efeitos de 2ª ordem, determinando se os mesmos ficam acima dos limites estabelecidos, para então classificar a estrutura como de nós móveis, ou dentro do aceitável para considerar como de nós fixos.

5.4.5.1 Análise da estrutura de nós fixos

Conforme NBR 6118:2014 nas estruturas determinadas como de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, aplicando ali os esforços resultantes da análise efetuada da estrutura em sua configuração inicial, não deformada.

Sob ação de forças horizontais, a estrutura sempre é considerada como deslocável. Caso a mesma seja determinada como de nós fixos, é dispensada a consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

5.4.5.2 Análise de estruturas de nós móveis

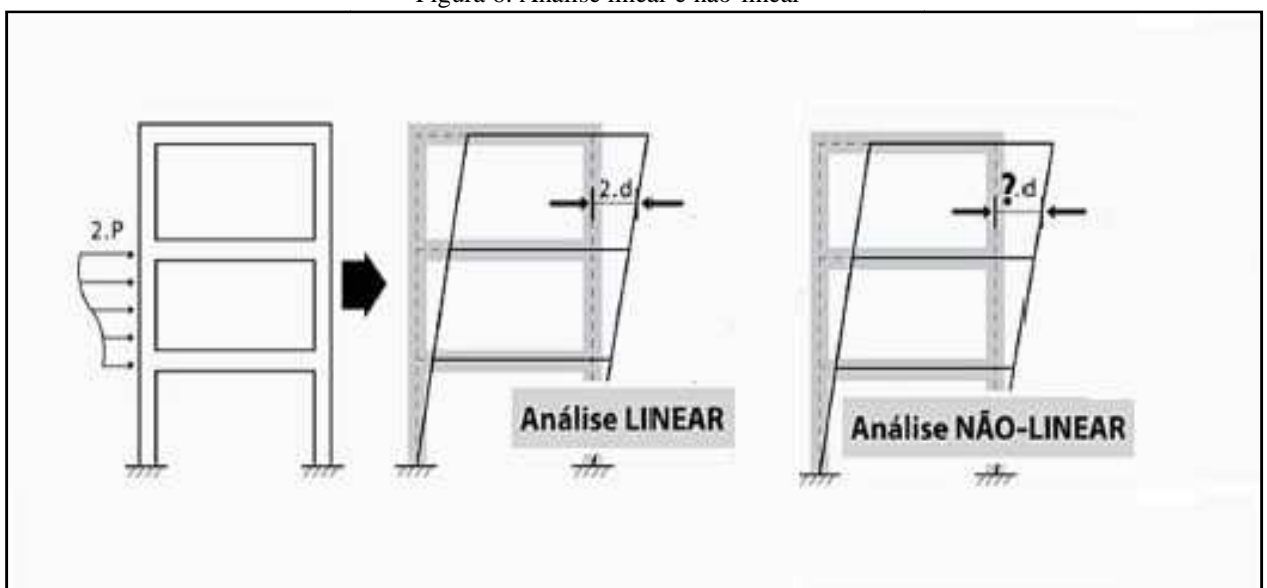
Segundo NBR 6118:2014, na estrutura dita como de nós móveis, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos das imperfeições geométricas, da não linearidade física e da formulação de segurança. No dimensionamento, devem impreterivelmente, ser considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem.

A NBR 6118:2014 recomenda também uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem, a qual consiste na soma dos esforços de 1ª ordem e 2ª ordem a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$. Porém é válido apenas para γ_z menor ou igual a 1,3.

5.5 Fatores que influenciam no cálculo dos esforços de 2ª ordem

Segundo Kimura (2007), de forma bastante simplificada, pode-se dizer que uma análise não linear é um cálculo no qual a resposta da estrutura possui um comportamento desproporcional à medida que o carregamento é aplicado, não formando uma linha reta. Esta relação pode ser vista na Figura 06 a seguir:

Figura 6: Análise linear e não-linear



Fonte: Adaptado pelo autor de KIMURA, 2007. p 460 e 461.

5.5.1 Não linearidade física

Conforme NBR 6118:2014, para análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode-se definir uma correção da rigidez dos elementos estruturais, considerando a não linearidade física de forma aproximada. A rigidez dos elementos poderia então ser determinada pela seguinte forma:

Para lajes, considera-se a rigidez equivalente, $EI_{sec} = 0,3 E_{ci}I_c$;

Para vigas, quando área de aço calculada (A'_s) for diferente da área de aço aplicada (A_s), $EI_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$;

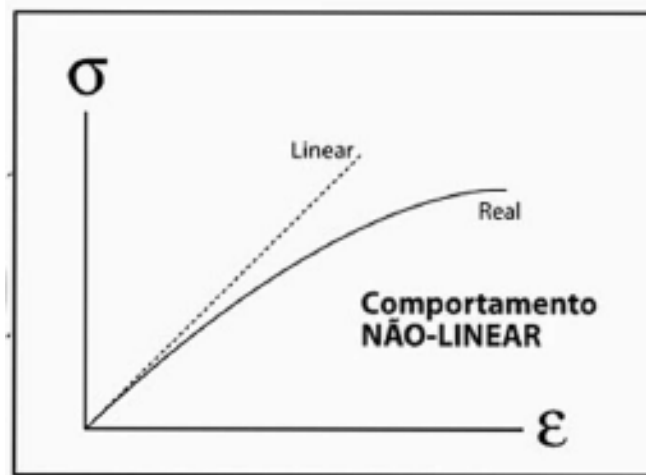
Para vigas, quando A'_s for igual A_s , $EI_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$;

Para os pilares, $EI_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$.

No caso de edifícios de concreto armado, uma resposta não linear da estrutura está presente no comportamento dos materiais, concreto e aço, que se alteram a medida que o carregamento é aplicado.

Essa não linearidade pode ser visualizada facilmente no diagrama tensão x deformação na Figura 07:

Figura 7: Comparação do comportamento linear e não linear no diagrama tensão x deformação



Fonte: KIMURA, 2007. p 463.

É importante também, salientar que conforme NBR 6118:2014 item 17.3.2, é necessário considerar a presença de fissuras no concreto para o cálculo de deslocamentos. A fissuração é um dos fatores que provocam a não linearidade física em uma estrutura de concreto armado.

Segundo Kimura (2007), a consideração da não linearidade física na avaliação dos efeitos globais num edifício de concreto armado é fundamental. Pois a diminuição de rigidez nos elementos ocasiona uma redução da estabilidade da estrutura.

5.5.2 Imperfeições geométrica

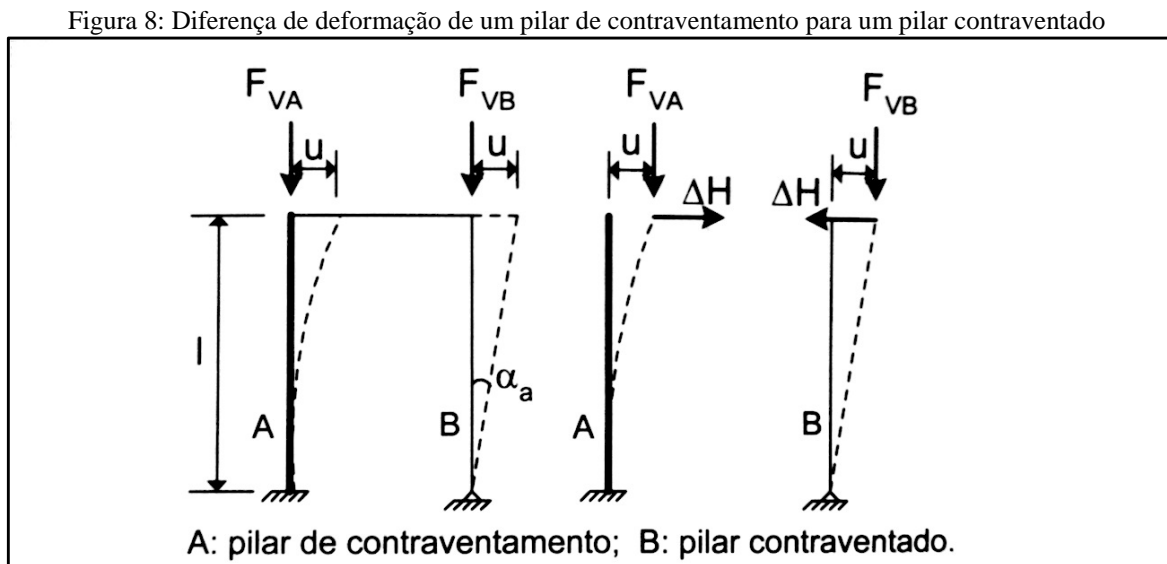
Segundo Araújo (2014) o dimensionamento das estruturas de contraventamento deve levar em conta possíveis desvios da posição vertical. De acordo com o CEB/90, deve-se considerar uma inclinação do eixo da estrutura dada por:

$$\alpha = \frac{1}{100\sqrt{l}} \leq \frac{1}{200} \quad (5)$$

Onde

l é a altura da estrutura em metros.

No funcionamento da estrutura de contraventamento, o pilar contraventado é representado com uma rótula na base, pois não precisa absorver nenhuma carga horizontal nem os efeitos de imperfeições globais, conforme está indicado na Figura 08:



Fonte: ARAÚJO, 2014. p 255.

Nesse caso, para garantir a estabilidade do pilar contraventado, o pilar de contraventamento deve ser capaz de suportar a força horizontal.

$$\Delta H = \frac{uF_{VB}}{l} \quad (6)$$

Onde:

F_{vb} é a carga do pilar contraventado

$u = \alpha_a l$ é o deslocamento horizontal devido à inclinação da estrutura.

A viga e/ou a laje do pavimento devem ser capazes de transferir esses esforços para o pilar de contraventamento. O momento solicitante na base do pilar de contraventamento é dado por:

$$M_A = uF_{VA} + l\Delta H(7)$$

E substituindo na expressão do ΔH , temos:

$$M_A = F_V u(8)$$

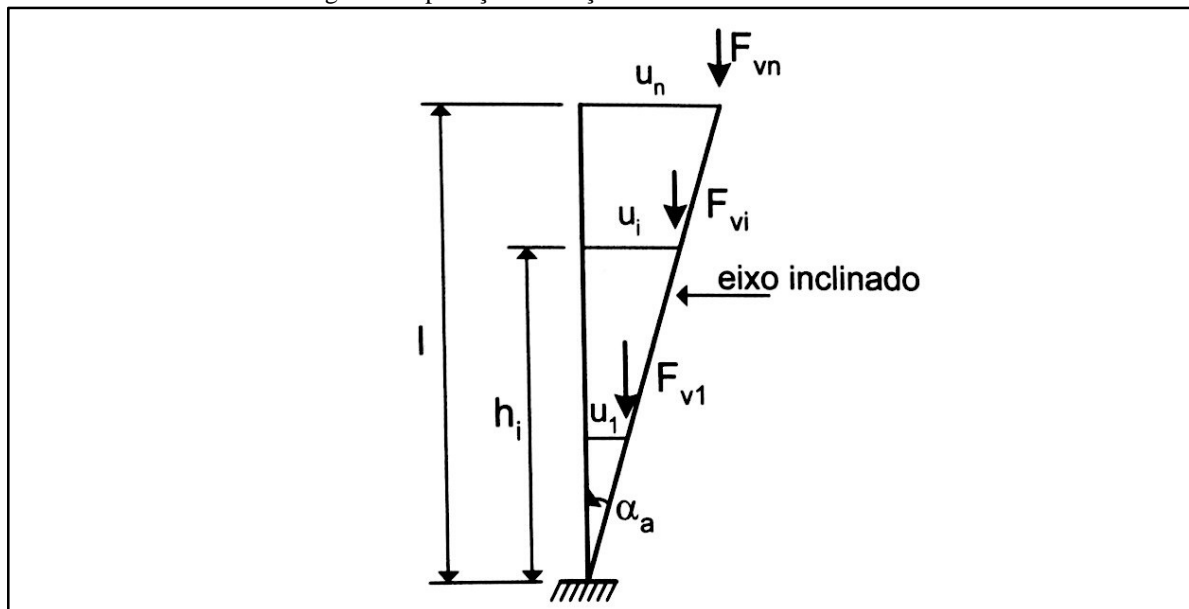
Onde:

$F_V = F_{va} + F_{vb}$, é portanto carga vertical total.

Conforme Araújo (2014) a estrutura de contraventamento deve suportar todo o efeito das imperfeições globais. Já os pilares contraventados são dimensionados para resistir apenas suas imperfeições locais.

Como pode ser visto na Figura 9 a força vertical gera um momento fletor na base do pilar em cada pavimento, esse momento é equivalente a uma força horizontal aplicada no respectivo pavimento.

Figura 9: Aplicação de força vertical em eixo inclinado



Fonte: ARAÚJO, 2014, p 256.

Logo, essa análise nos permite dizer que em cada andar da estrutura de contraventamento atua uma força horizontal adicional igual a ΔH_i , que é dada por:

$$\Delta H_i = \alpha_a F_{Vi} \quad (9)$$

Onde:

α_a é o ângulo de inclinação

F_{vi} é a força vertical aplicada no pavimento.

Segundo Araújo (2014) essas forças horizontais resultantes do desaprumo da edificação, constituem uma ação permanente indireta. Portanto devem ser consideradas sempre. A repartição das mesmas para os diversos painéis de contraventamento pode ser feita com os processos de repartição dos esforços horizontais.

Ainda, quando a subestrutura de contraventamento for formada por pórticos, α_n pode ser multiplicado por um fator de redução α_n dado por:

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (10)$$

Onde:

n é o número de pilares do pórtico plano.

De acordo com a NBR 6118:2014, para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelos, deve se considerar $\alpha_n = 1$ e a inclinação α a deve respeitar o valor mínimo de α_a maior ou igual a 1/300, para estruturas reticuladas e imperfeições locais.

Entretanto nas combinações entre vento e desaprumo esse valor mínimo não precisa ser verificado.

5.5.3 Formulação de segurança

Segundo NBR 6118:2014, os efeitos de segunda ordem podem ser calculados com cargas majoradas de γ_f/γ_{f3} que posteriormente são majorados de γ_{f3} (1,1). De acordo com Kimura (2007) essa consideração faz com que a formulação de γ_Z sofra uma pequena modificação, resultando na formula:

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \times \frac{1}{\gamma_{f3}}} \quad (11)$$

A finalidade dessa modificação é suprir da análise dos esforços de segunda ordem o fator do coeficiente de segurança, que trata das aproximações de projeto (γ_{f3}), reduzindo suavemente os efeitos de segunda ordem.

5.6 Análise das estruturas de contraventamento

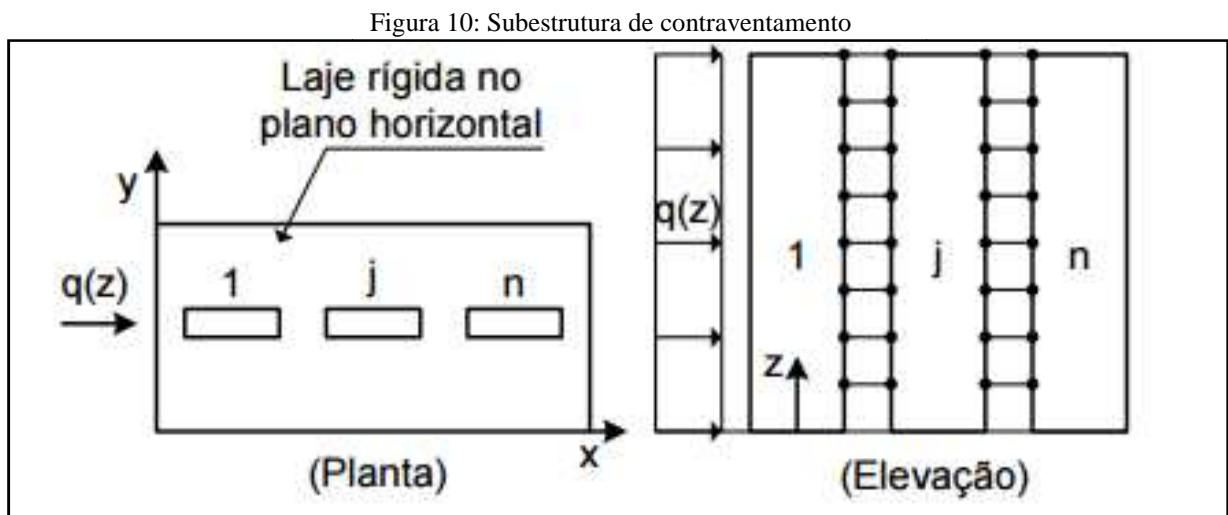
De acordo com Araújo (2014) a grande dificuldade encontrada na análise estrutural é a repartição das cargas para cada elemento de contraventamento. Isto se dá pela natureza tridimensional do problema.

Se a subestrutura de contraventamento for composta pela associação de elementos de comportamentos distintos, como pórticos e paredes estruturais ou pilares-parede, devemos adotar o procedimento rigoroso. Esse processo leva em conta a interação entre os diversos andares da estrutura, pois a mesma é fortemente influenciada pelas forças que surgem para compatibilizar os deslocamentos nos diversos elementos.

Entretanto pode-se determinar essa repartição pelo método simplificado, quando o contraventamento é formado por elementos que se comportam de forma idêntica, ou seja, quando é constituído exclusivamente por paredes estruturais, ou exclusivamente pórticos. Neste caso adotaríamos uma rigidez equivalente, para um andar característico.

5.6.1 Processo simplificado para repartição das forças horizontais

Supondo uma subestrutura de contraventamento formada por n painéis dispostos em linha, como apresentado na Figura 10. Os painéis são do mesmo tipo.



Fonte: ARAÚJO, 2014, p 244.

A consideração da laje rígida no plano horizontal, indicada pelas barras birrotuladas na elevação, indicam que os deslocamentos horizontais dos painéis em um determinado piso são iguais.

Como todos os painéis são do mesmo tipo a equação diferencial é a mesma para todos eles.

Supondo, por exemplo, um comportamento semelhante ao de uma viga engastada na base e livre no topo a equação diferencial do painel j , com rigidez à flexão constante, é dada por:

$$EI_j \frac{d^4 u_j}{dz^4} = q_j \quad (12)$$

Onde:

u_j é o deslocamento horizontal

EI_j é a rigidez à flexão

q_j é a parcela do carregamento transferida para o painel j

Deduzindo essa fórmula chegamos a:

$$q_j = q \frac{EI_j}{EI} \quad (13)$$

Pode-se observar que cada painel recebe uma parcela q_j da carga diretamente proporcional a sua rigidez. Isso se dá pelo fato de todos os painéis serem do mesmo tipo e, portanto não ser necessária a interação entre os diversos andares.

Desse modo a análise pode ser feita para um andar de referência, aplicando-se à laje a força horizontal do vento.

Conforme Araújo (2014) existem situações em que a repartição das forças horizontais pode ser determinada sem o conhecimento da rigidez dos elementos de contraventamento, sendo um problema é isostático. Já em problemas hiperestáticos é necessária a determinação da rigidez equivalente, aplica-se então o método da rigidez.

5.6.2 Análise de pórticos através do modelo contínuo

De acordo com Araújo (2014) uma forma simplificada para determinação de um pilar equivalente a um pórtico plano, é substituir o pórtico por um pilar de rigidez à flexão constante EI_{eq} , a qual é determinada pela igualdade dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico.

Nesse modelo de pilar equivalente, considera-se que o comportamento do pórtico frente as cargas horizontais pode ser verificado pela equação diferencial da viga equivalente.

$$EI_{eq} = \frac{d^4 u}{dz^4} = q \quad (14)$$

Onde:

u é o deslocamento horizontal

q é a carga transversal aplicada.

Entretanto segundo Araújo (2014), esse modelo não representa adequadamente o comportamento do pórtico. Os pórticos submetidos a ações horizontais podem ser adequadamente representados por uma viga com rigidez ao corte, porém sem rigidez à flexão. Temos então

$$-K_s \frac{d^2u}{dz^2} = q \quad (15)$$

Onde:

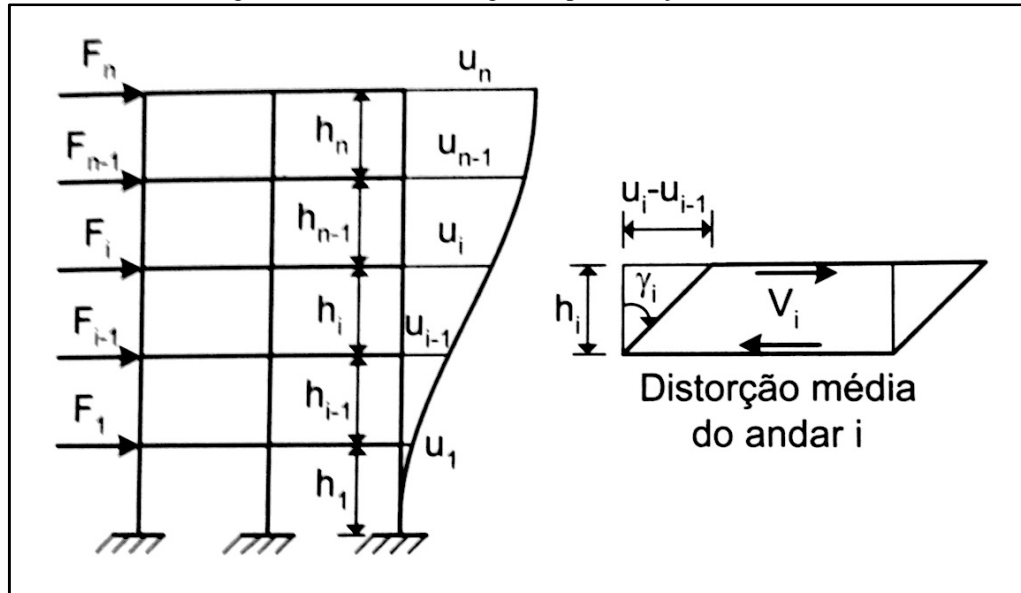
K_s é a rigidez ao corte da viga

Como a rigidez ao corte varia ao longo da altura, temos $K_s = K_s(z)$, onde para resolver a equação necessita-se de métodos numéricos, como o método de elementos finitos.

Para determinar a rigidez ao corte, precisa-se obter os deslocamentos horizontais dos diversos pavimentos.

Na análise do pórtico, aplica-se uma força concentrada no nível de cada pavimento. Resolvendo o pórtico obtêm-se os deslocamentos horizontais, como se pode ver na Figura 11.

Figura 11: Deslocamento gerado por esforços horizontais



Fonte: ARAÚJO, 2014, p 259.

O esforço cortante V_i em um andar genérico é dado por

$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j \quad (16)$$

Onde:

n é o número de andares

A distorção média nesse andar é dada por

$$\gamma_i = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} \quad (17)$$

Onde u_i e u_{i-1} são deslocamentos horizontais dos pisos acima e abaixo do andar analisado.

A rigidez ao corte do andar genérico é

$$K_{si} = \frac{V_i}{\gamma_i} \quad (18)$$

Essa rigidez normalmente varia para cada pavimento, crescente em direção a base. Nesse caso, considerando a viga com rigidez variável, teríamos que aplicar o método dos elementos finitos, onde cada elemento de comprimento h_i terá uma rigidez K_{si} constante.

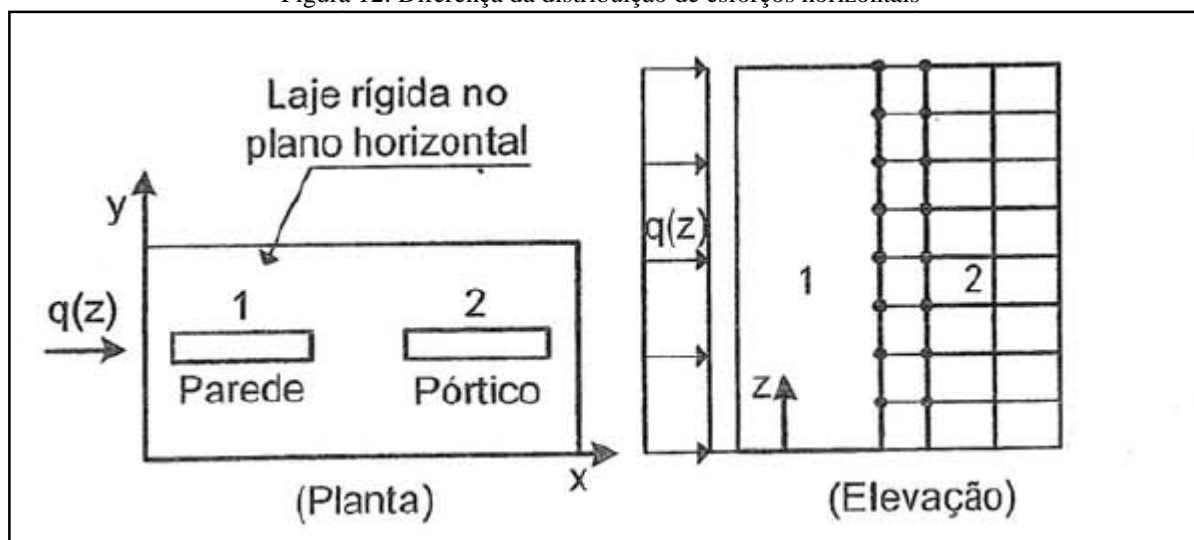
5.6.3 Interação entre painéis de contraventamento com comportamentos distintos

Conforme Araújo (2014), quando a subestrutura de contraventamento é formada pela associação de elementos com comportamentos distintos, surgem forças de interação decorrentes da compatibilização dos deslocamentos horizontais.

Essas forças de interação alteram significativamente a distribuição da carga para os painéis. Nesse caso não é possível aplicar o processo simplificado apresentado anteriormente.

Fica claro o problema ao analisar a Figura 12 formada por um pórtico plano e uma parede estrutural.

Figura 12: Diferença da distribuição de esforços horizontais



Fonte: ARAÚJO, 2014. p 263.

A carga qz é distribuída para os dois painéis de contraventamento de forma que:

$$q(z) = q_1(z) + q_2(z) \quad (19)$$

Na parede é necessária a consideração da rigidez a flexão enquanto no pórtico a rigidez ao corte. Por fim tem-se a equação diferencial do sistema acoplado:

$$EI \frac{d^4 u}{dz^4} = q1(z) \quad (20)$$

$$-K_s \frac{d^2 u}{dz^2} = q2(z) \quad (21)$$

Admitindo que E_i , K_s e a carga q sejam constantes em toda a altura da estrutura, pode-se encontrar a solução analítica da equação diferencial:

$$u = \frac{q}{\lambda^2 K_s} \left[C (\cosh \lambda z - 1) + \lambda l (\lambda z - \sinh \lambda z) - \frac{\lambda^2 z^2}{2} \right] \quad (22)$$

$$C = \frac{1 + \lambda l \sinh \lambda l}{\cosh \lambda l} ; \quad \lambda = \sqrt{\frac{K_s}{EI}} \quad (23)$$

Nessas equações, l representa a altura total da estrutura.

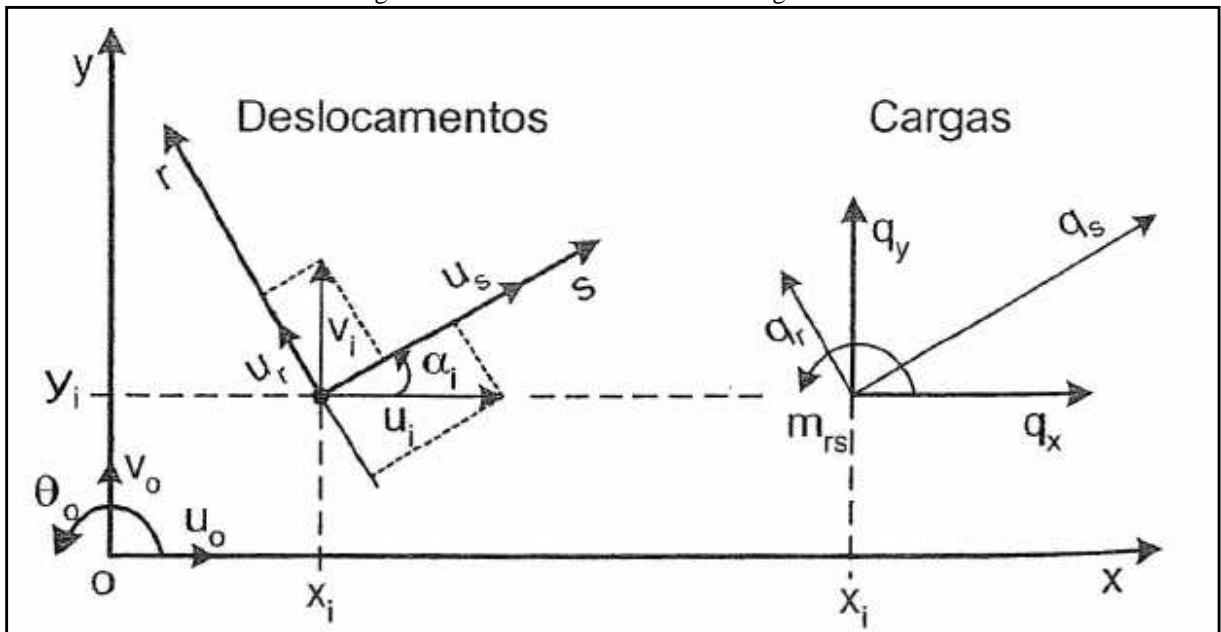
Derivando a expressão de $u(z)$ e substituindo nas equações de 21 e 22, obtém-se as cargas $q1(z)$ e $q2(z)$.

5.6.4 Processo rigoroso para repartição das forças horizontais

Esse processo se aplica a subestruturas de contraventamento compostas pela associação de elementos de comportamentos distintos.

Na Figura 13 tem-se um painel de contraventamento genérico, localizado em um ponto de coordenadas (x_i, y_i) no plano horizontal. Segundo Araújo (2014), se o painel for um pórtico ou uma parede estrutural o ponto é localizado no centróide da seção transversal. Se o elemento for um pilar-parede, o ponto corresponde ao centro de cisalhamento de sua seção transversal.

Figura 13: Painel de contraventamento genérico



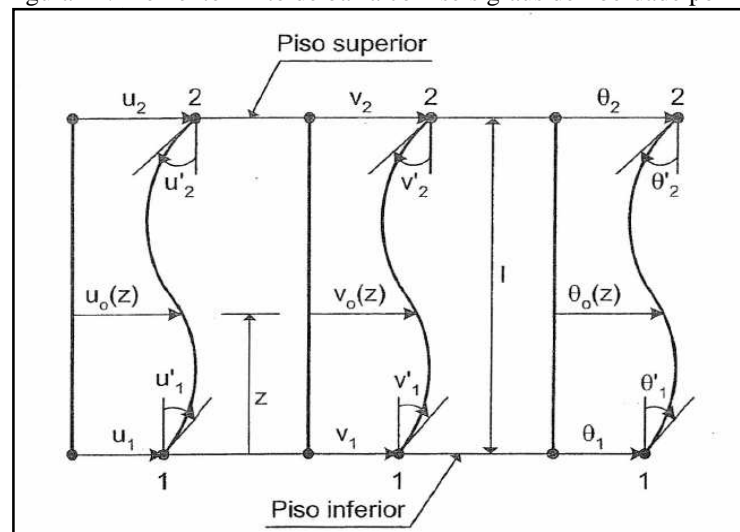
Fonte: ARAÚJO, 2014. p 268.

Resulta no sistema de equações diferenciais:

$$A_0 u_0''''(z) - B_0 u_0''(z) = q_0(z) \quad (24)$$

De acordo com Araújo (2014), para solucionar esse sistema utiliza-se o método dos elementos finitos. Onde, cada painel de contraventamento é analisado como um elemento de barra, da mesma forma como um pilar engastado na base e livre no topo. Essa barra é dividida em uma série de elementos finitos, tomados ao longo da altura do edifício. O comprimento de cada elemento é igual a altura do pavimento, piso a piso. Dessa forma, os nós dos elementos finitos estarão situados nos níveis das lajes, como mostra a Figura 14.

Figura 14: Elemento finito de barra com seis graus de liberdade por nó



Fonte: ARAÚJO, 2014. p 273.

De acordo com Araújo (2014) cada nó do elemento finito possui seis graus de liberdade, o deslocamento transversal em x e sua derivada, o deslocamento transversal em y e sua derivada e a rotação em torno de z e sua derivada.

Considerando a hipótese de comportamento rígido das lajes no plano horizontal, basta discretizar um pilar supostamente situado na origem do sistema de eixos x - y e resolver o sistema de equações diferenciais citados anteriormente, após o acoplamento de todos os painéis de contraventamento. Então poderemos relacionar os deslocamentos de cada painel com os deslocamentos da origem. Tendo o número total de graus de liberdade = $6(n + 1)$, onde n é igual ao número de lajes do edifício.

5.7 Soluções de contraventamento

As soluções de contraventamento tem função de tornar estável a edificação. A escolha por uma ou outra solução está diretamente ligada a análise de estabilidade global da estrutura.

Segundo Carneiro e Martins (2008), os tipos mais comuns de contraventamento são:

Pórticos;

Parede (cheia/cega, com pequenas aberturas ou com uma ou várias filas de aberturas);

Paredes associadas a pórticos;

Núcleos e tubos;

Reticulada contraventada (sistema de treliça).

5.7.1 Pórticos

Segundo Carneiro e Martins (2008), o sistema de pórticos é composto pela ligação de vigas e pilares, para que se utilize esse sistema de contraventamento é necessário que essa ligação seja rígida, para que se tenha pórticos verticais rígidos. Isso se faz necessário pois, a estrutura adquire estabilidade frente aos esforços horizontais em função da rigidez equivalente das vigas e pilares que formam os pórticos.

Caso não sejam todos os pilares que participem do sistema estrutural responsável pela estabilidade global, podem ser separados em pilares de contraventamento e pilares contraventados.

De acordo com Carneiro e Martins (2008) são considerados como pertencentes a uma estrutura indeslocável, neste caso, entenda-se submetidos a deslocamentos desprezíveis. Para

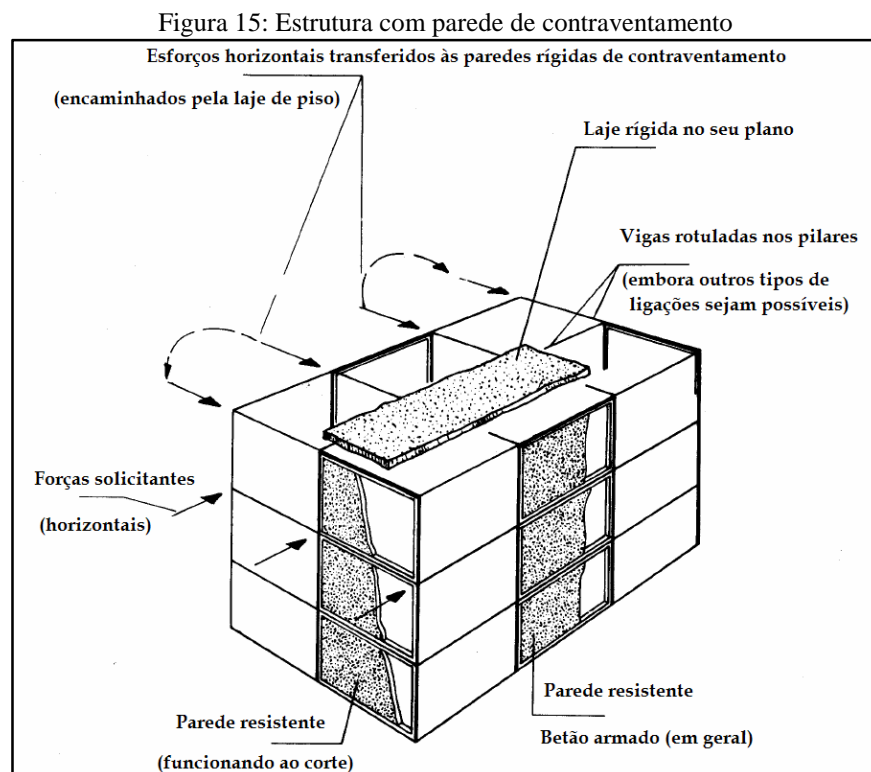
que essa hipótese seja verdade os pilares de contraventamento devem ter rigidez adequada, para que o seu deslocamento não afete os pilares contraventados.

Para Carneiro e Martins (2008), a principal vantagem do sistema de pórticos é a possibilidade de deixar livre todos os vãos entre os pilares. Entretanto pode apresentar desvantagens do ponto de vista econômico, pois os pilares dos pórticos acabam ficando mais pesados, pelo fato de terem que ser dimensionados além da compressão, também a flexão.

5.7.2 Paredes

Segundo Carneiro e Martins (2008), no sistema de paredes estruturais, os pisos da edificação comportam-se como diafragmas rígidos e transmitem às paredes de contraventamento os esforços decorrentes das ações horizontais. Essa distribuição depende da rigidez do diafragma, da posição do centro de massa e do centro de rigidez/torção do sistema estrutural.

A rigidez dessa parede estrutural pode variar de acordo com o nível de pré-compressão, relação de forma dos elementos verticais, condições de contorno e processo de fissuração, alterando conseqüentemente a distribuição das cargas aplicadas, como pode ser visto na Figura 15:



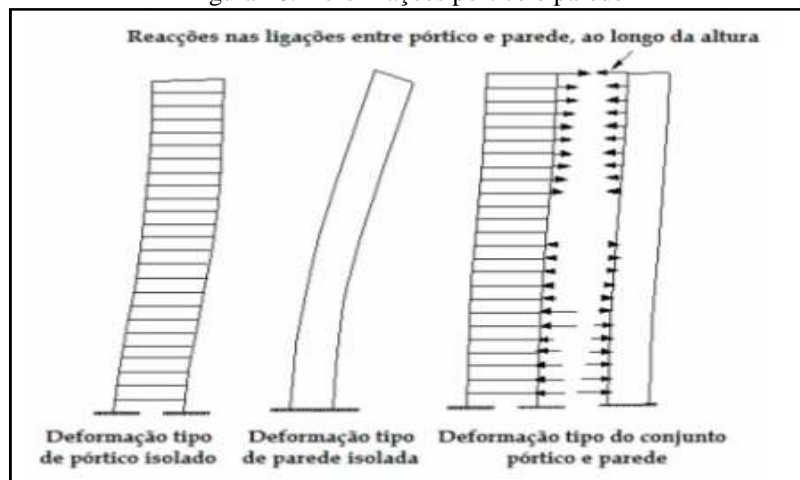
Fonte: CARNEIRO E MARTINS, 2008. p36.

5.7.3 Paredes associadas a pórticos

De acordo com Carneiro e Martins (2008), o sistema de contraventamento composto por pórticos e paredes estruturais pode ser utilizado para edifícios de até 40 andares.

Neste sistema, temos de considerar que os elementos têm comportamentos distintos como mostra a Figura 16. Enquanto a parede estrutural tem uma deformação devida a flexão do conjunto, o pórtico tem uma deformação rígida pelo esforço transversal do conjunto (deformação por distorção). Além de que a repartição dos esforços horizontais passa a se dar pelo processo rigoroso citado anteriormente.

Figura 16: Deformações pórtico e parede

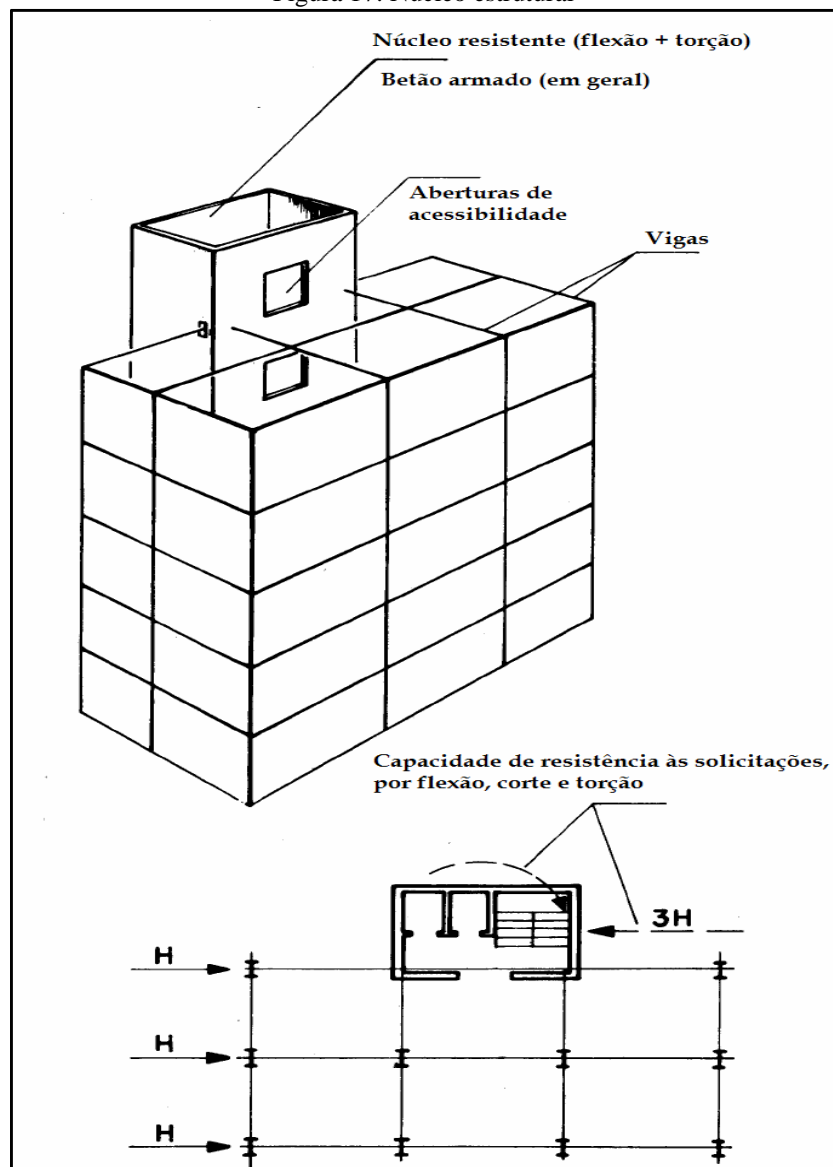


Fonte: CARNEIRO E MARTINS, 2008. p38.

5.7.4 Núcleos e tubos

Conforme Carneiro e Martins (2008), núcleos estruturais são elementos de elevada rigidez, compostos pela associação tridimensional de paredes retas ou curvas, formando seções transversais abertas ou semifechadas. Conferem a estrutura um apreciável acréscimo de rigidez das duas direções principais, entretanto suas dimensões transversais são maiores que as das demais opções de elementos de contraventamento. Estes elementos são normalmente posicionados nas áreas centrais da edificação, em torno de escadas ou elevadores por exemplo, como pode ser visto na Figura 17:

Figura 17: Núcleo estrutural



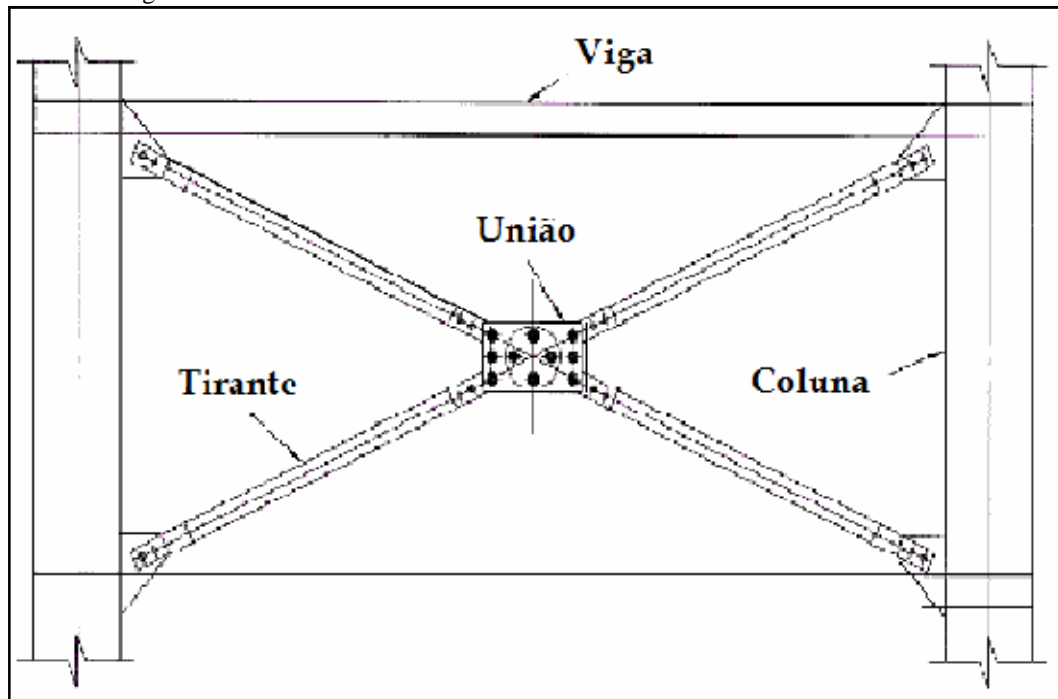
Fonte: CARNEIRO E MARTINS, 2008. p39.

De acordo com Carneiro e Martins (2008) os núcleos estruturais se tornam mais usuais a medida que se eleva a altura da edificação.

5.7.5. Reticulada contraventada

Segundo Carneiro e Martins (2008), em edifícios elevados somente a ligação contínua entre vigas e pilares pode não proporcionar rigidez suficiente à estabilidade da estrutura. Nestes casos utiliza-se como opção os pórticos enrijecidos por contraventamentos, diagonais que prendem de um nó ao outro tornando-os indeslocáveis como demonstra a figura 18. Este método é mais usual em estruturas metálicas.

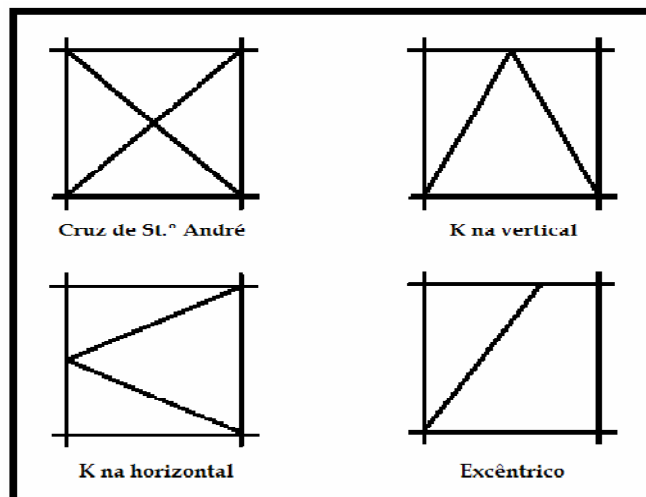
Figura 18: Modelo de contraventamento denominado em "cruz de St.º André"



Fonte: CARNEIRO E MARTINS, 2008. p44.

As diagonais que prendem um nó ao outro podem se apresentar em diferentes formatos, apresentados na Figura 19.

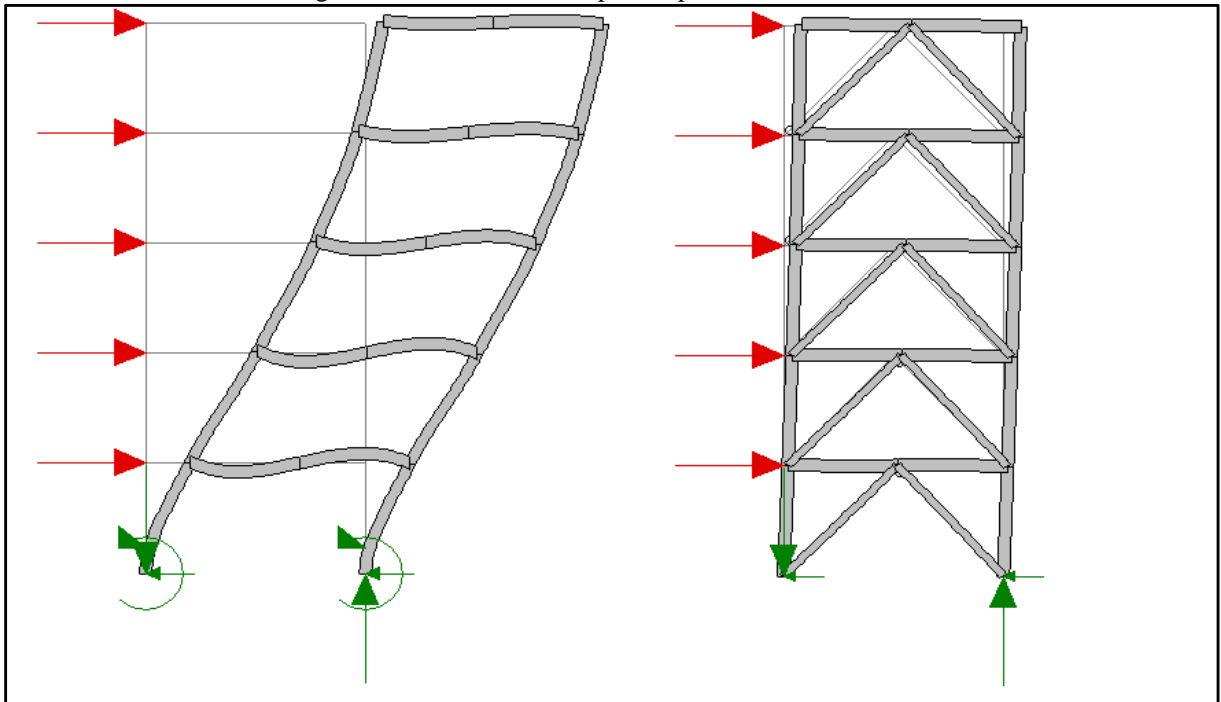
Figura 19: Tipos de travamento reticulado contraventado



Fonte: CARNEIRO E MARTINS, 2008. p44.

De acordo com Carneiro e Martins (2008), a estrutura adquire rigidez horizontal através dos efeitos de tração e compressão nas diagonais. Pode-se dizer que a resistência a flexão é transferida por tração e compressão. A figura 20 demonstra o deslocamento impedido por esse contraventamento.

Figura 20: Deslocamento impedido pelo contraventamento



Fonte: CARNEIRO E MARTINS, 2008. p46.

5.8 Pórticos com preenchimento de alvenaria

Em edificações de concreto armado, a alvenaria normalmente é considerada apenas com função de vedação. Isso se justifica também pela execução das mesmas sem um controle rígido, tanto em relação as técnicas construtivas, quanto à qualidade dos materiais.

Entretanto, muitas vezes são encontrados problemas de estabilidade global nessas edificações. Surge então, como alternativa, a utilização dessa alvenaria como participante da estrutura, o que, segundo Araújo (2014), ocasiona um grande aumento da rigidez lateral do edifício, pois os pórticos preenchidos com alvenaria possuem uma rigidez, frente as cargas horizontais, bem superior aos pórticos vazios. Além disso, os momentos fletores e esforços cortantes, nas vigas e pilares, são reduzidos com a consideração da alvenaria preenchendo os pórticos.

Para utilização dessa alternativa, é condição *sine qua non* que essas paredes sejam executadas seguindo as técnicas exigidas para a alvenaria estrutural, pois estarão sendo consideradas como parte da estrutura.

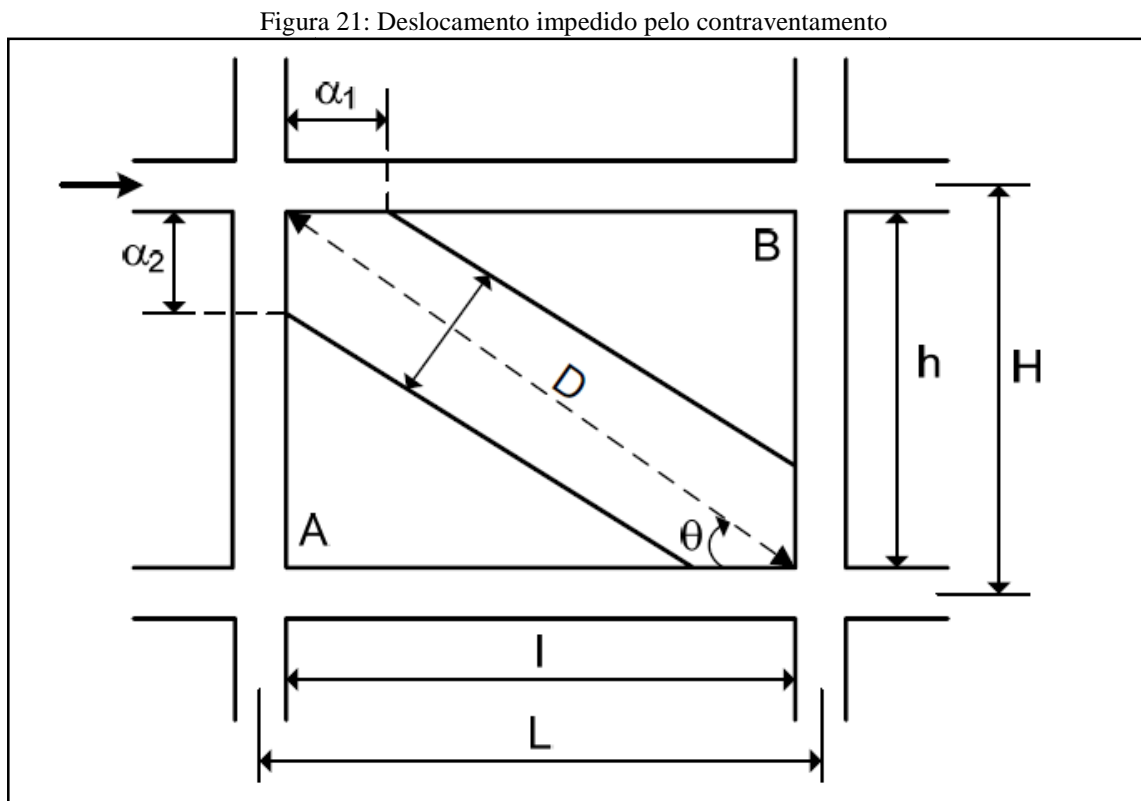
Necessário ressaltar que, em considerando a alvenaria colaborando no contraventamento da edificação, essas paredes não podem sofrer alterações durante toda a vida útil da edificação. Indo a favor da segurança, despreza-se a colaboração das paredes com aberturas,

visto que a presença delas reduzirá a eficiência da alvenaria, e ainda não há um modelo adequado para simular esse efeito.

Conforme Araújo (2014), a consideração do efeito favorável, pode ser feita através do modelo de bielas, onde a alvenaria é substituída por uma barra equivalente, a qual funciona como biela de compressão inclinada birrotulada. Essa barra pode ser inserida em um programa para análise de pórticos planos.

5.8.1 Características do modelo de bielas

A Figura 21, apresenta um trecho de um pórtico, travado com a biela representando alvenaria.



Fonte: ARAÚJO, 2014, p267.

Segundo Araújo (2014), o ângulo de inclinação θ é dado pela equação

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{h}{l} \quad (25)$$

Onde h e l são a altura e o comprimento do painel de alvenaria, respectivamente.

O comprimento da diagonal D é encontrado por

$$D = \sqrt{h^2 + l^2} \quad (26)$$

De acordo com Araújo (2014), com a aplicação da carga lateral, o pórtico se deforma, podendo haver uma separação entre o pórtico e a alvenaria junto aos cantos A e B. Os comprimentos dos trechos de contato da biela com a viga (α_1) e da biela com o pilar (α_2), dependem da rigidez relativa entre esses elementos do pórtico e o painel de alvenaria. Esses comprimentos podem ser calculados através das equações:

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{\lambda_1} \leq l \quad (27)$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2\lambda_2} \leq h \quad (28)$$

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_a t \text{sen}(2\theta)}{4 E_c I_v l}} \quad (29)$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{E_a t \text{sen}(2\theta)}{4 E_c I_p h}} \quad (30)$$

Onde:

E_a = módulo de elasticidade da alvenaria;

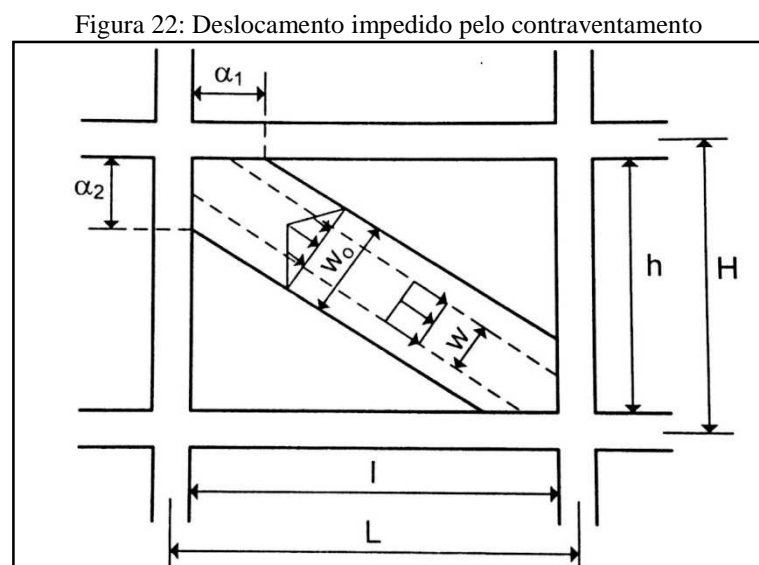
E_c = módulo de elasticidade do material do pórtico;

t = espessura da parede;

I_p = momento de inércia dos pilares;

I_v = momento de inércia das vigas.

A Figura 22 apresenta as distribuições de tensões idealizadas e a determinação da largura da biela de alvenaria.



Fonte: ARAÚJO, 2014, p268.

A largura W_0 é dada por

$$w_o = \sqrt{a_1^2 + a_2^2} \quad (31)$$

Porém, para se considerar uma tensão de compressão uniformemente distribuída na biela, deve-se adotar a largura W , encontrada através da equação:

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{a_1^2 + a_2^2} \quad (32)$$

A equação 31 considera que haja contato total do painel de alvenaria com os pilares e a viga de topo. Como nem sempre as técnicas construtivas proporcionam esse contato, para os casos em que ele não acontece a largura da biela deve ser estimada por:

$$w = \frac{a_2}{2} \quad (33)$$

Conforme Araújo (2014), se temos uma viga com baixa rigidez, o encunhamento pode fazer com que a largura W seja reduzida já que teremos um valor pequeno para α_1 , porém se tivermos uma viga com rigidez elevada o encunhamento proporciona um aumento significativo da largura da biela.

Em todas as situações, é recomendável limitar a largura da biela a 15% do comprimento da diagonal resultando em:

$$w \leq 0,15D \quad (34)$$

5.8.2 Verificações do modelo de bielas

Para que se possa aplicar o conceito da alvenaria contribuindo ao travamento da edificação, a mesma deve ser aprovada nas verificações de ruptura por compressão e cisalhamento.

5.8.2.1 Verificação à compressão

Com a consideração da biela representando a alvenaria, a mesma receberá uma parcela de força de compressão (R_c), determinada para as cargas de cálculo, a partir da qual se poderá encontrar a tensão média de compressão inclinada através da equação:

$$\sigma_c = \frac{R_c}{tw} \quad (35)$$

Para não ocorrer esmagamento da biela, essa tensão encontrada deve ser menor do que a resistência à compressão de cálculo da alvenaria, f_d , que pode ser calculada por

$$f_d = R \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (36)$$

Onde f_k é a resistência característica da alvenaria e γ_m é o coeficiente parcial de segurança. Para combinações normais das ações $\gamma_m = 2,0$ e para combinações excepcionais, $\gamma_m = 1,5$.

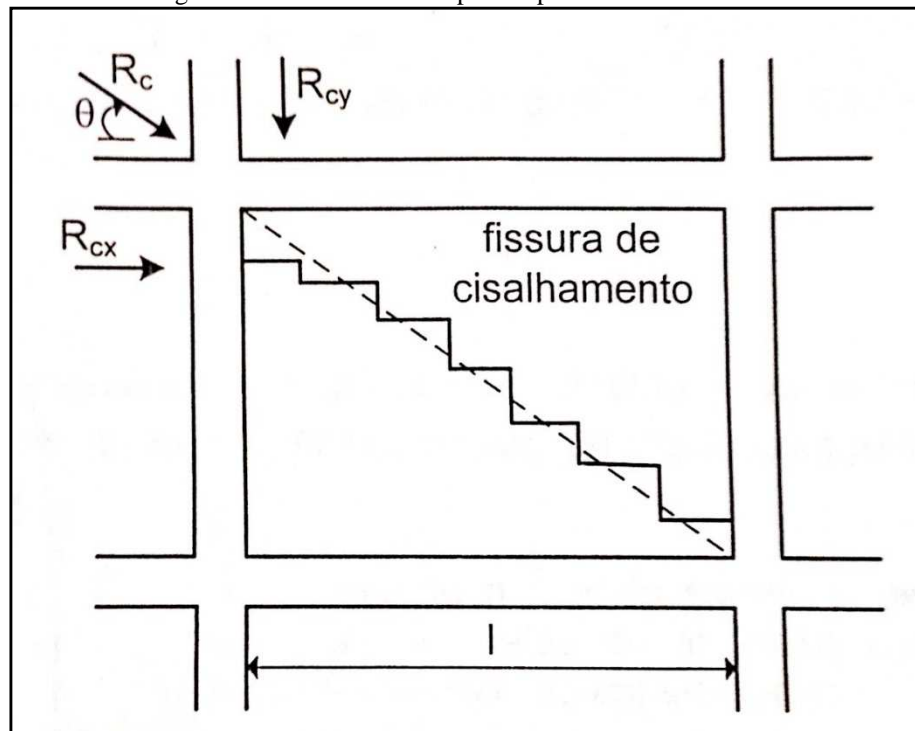
O coeficiente $R < 1$ leva em conta a esbeltez da parede, sendo calculado através da equação:

$$R = 1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3 \quad (37)$$

5.8.2.2 Verificação ao cisalhamento

A força R_c na biela, se decompõe nas componentes $R_{cx} = R_c \cos\theta$ e $R_{cy} = R_c \sin\theta$, como pode ser visto na Figura 23.

Figura 23: Deslocamento impedido pelo contraventamento



Fonte: ARAÚJO, 2014, p269.

A fissura apresentada na Figura 23 é gerada pela tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, que está expressa em:

$$\tau_d = \frac{R_{cx}}{tl} \rightarrow \tau_d = \frac{R_c \cos\theta}{tl} \quad (38)$$

A componente R_{cy} produz uma tensão normal a fissura, o valor aproximado pode ser estimado por:

$$\sigma_n = \frac{R_c \operatorname{sen} \theta \alpha_1}{t l} \frac{\alpha_1}{l} \quad (39)$$

De acordo com Araújo (2014) o termo α_1 / l representa a influência da rigidez das vigas no confinamento do painel de alvenaria. Quando temos vigas muito flexíveis, o confinamento é pequeno e a tensão normal é reduzida, o que faz com que reduza a resistência ao cisalhamento da parede.

A resistência característica ao cisalhamento é dada por

$$f_{vk} = a + \mu \sigma_n \quad (40)$$

Os coeficientes a e μ dependem da resistência da argamassa, podendo variar de acordo com a Tabela 1:

Tabela 1: Valores de f_{vk} de acordo com a resistência da argamassa

Resistência média à compressão da argamassa (MPa)		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
$f_{vk} = 0,10 + 0,5\sigma_n \leq 1,0$	$f_{vk} = 0,15 + 0,5\sigma_n \leq 1,4$	$f_{vk} = 0,35 + 0,5\sigma_n \leq 1,7$

Fonte: Araújo (2014)

A resistência de cálculo ao cisalhamento pode ser obtida por:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (41)$$

Para que a parede passe na verificação ao cisalhamento, o valor de τ_d deve ser menor que f_{vd} . Segundo Araújo (2014) esse é o modo de ruptura predominante, devido à baixa resistência da alvenaria ao cisalhamento.

5.8.3 Redução de rigidez dos painéis

De acordo com Araújo (2014), caso algum painel não venha a atender as verificações à compressão ou ao cisalhamento, significa que houve ruptura da alvenaria. Para evitar essa ruptura, deve-se reduzir a rigidez do painel analisado para diminuir as tensões σ_c e τ_d . Após a verificação de todos os painéis, processa-se o pórtico novamente. Cria-se, assim, um processo iterativo com repetidas análises do pórtico, até que todos os painéis atendam as verificações.

Ao final das iterações, cada painel terá uma rigidez efetiva ξK_a , onde $0 \leq \xi \leq 1$. O coeficiente ξ é menor nos painéis situados em andares inferiores, pois é onde há um maior acúmulo de cargas. Conforme Araújo (2014), em edificações de grandes alturas, o coeficiente de redução de rigidez pode ser próximo de 0 nos andares inferiores, mesmo assim a contribuição da alvenaria eleva a rigidez do pórtico como um todo e reduz os esforços nas vigas e pilares.

5.9 Ações

Os carregamentos da edificação são divididos em esforços horizontais e verticais.

5.9.1 Determinação dos esforços horizontais

5.9.1.1 Ação do vento

Para determinar o esforço horizontal gerado pela ação do vento são seguidas as exigências descritas na NBR 6123:1988. A velocidade característica do vento é encontrada através da fórmula.

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (42)$$

Onde:

V_o – máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos.

S_1 – fator topográfico;

S_2 – fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno obtido através da equação:

$$(S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p) \quad (43)$$

Onde:

b – parâmetro meteorológico;

F_r – fator de arrasto;

z – altura acima do nível do terreno;

p – parâmetro meteorológico).

S_3 – fator estatístico.

A velocidade básica do vento V_o é obtida através do mapa das isopletras.

Na sequência, encontra-se a pressão dinâmica do vento, a qual é dada por

$$q = 0,613 \times \frac{V_k^2}{1000} \quad (44)$$

Conhecida a pressão dinâmica do vento, determina-se a força de arrasto devido ao vento.

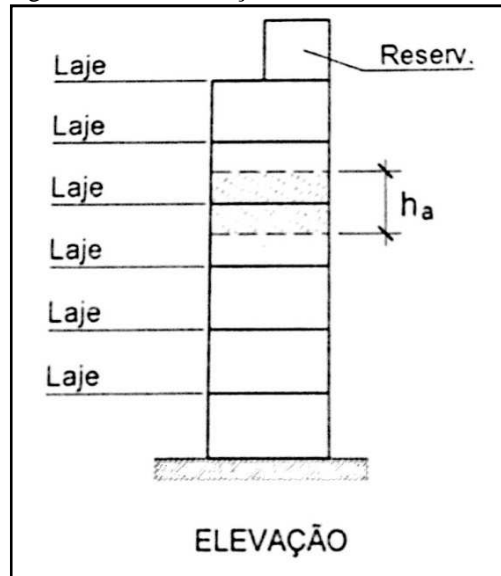
$$F_a = C_a \times q \left(\frac{kN}{m}\right) \times A_e \quad (45)$$

Onde:

C_a = Coeficiente de arrasto, o qual leva em conta a aerodinâmica da construção

A_e = Área frontal efetiva, definida conforme Figura 24:

Figura 24: Determinação da área frontal efetiva



Fonte: DONIN, 2014. p19.

5.9.2 Composição de cargas verticais

A NBR 6120:1980 determina os valores das cargas que devem ser consideradas no projeto estrutural. São divididas em permanente (g), oriundas do peso próprio e peso de todos elementos fixos na construção, e acidental / de ocupação (q) referentes as cargas que atuam sobre a estrutura devido a sua utilização.

5.9.2.1 Cargas das Lajes

As lajes têm como carregamentos a serem considerados o seu peso próprio, as cargas de contrapiso, reboco, revestimento e a carga de ocupação.

O peso próprio da laje é determinado pela equação

$$PP_{laje} = A_{laje} \times Esp_{laje} \times \gamma_{conc}. \quad (46)$$

A cargas de contrapiso, reboco e revestimento são dadas pela multiplicação da área analisada pela carga estabelecida.

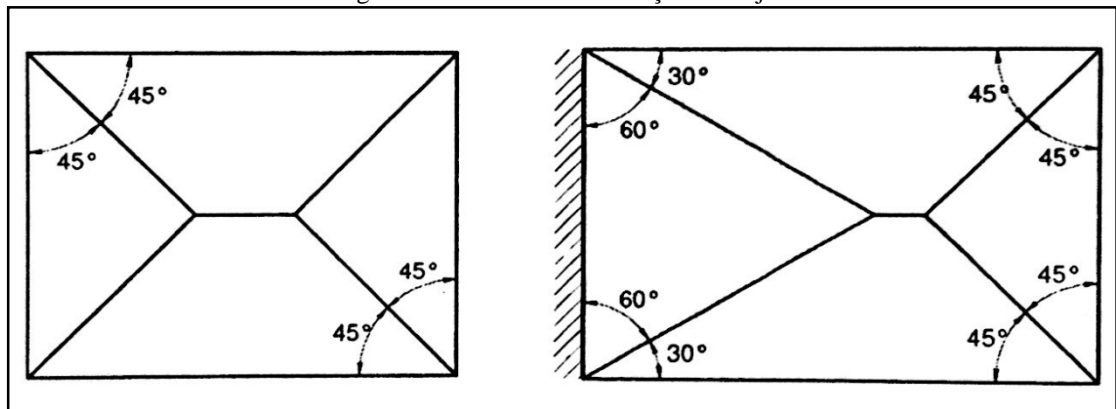
E uma parcela de carga variável / ocupacional (q), resultado da multiplicação da área analisada pela carga ocupacional de edificações residenciais estabelecida na NBR 6120:1980.

Essa carga é descarregada nas vigas, para determinar a distribuição desse carregamento, se faz necessário aplicar as vinculações das lajes. Considerando engastado o lado que

encontra outra laje em no mínimo 2/3 do seu comprimento, e apoiadas as que não atendem essa exigência.

Em cada laje, no encontro de lados com a mesma vinculação traça-se uma linha em 45° para dentro da laje, no encontro de um lado engastado com um lado apoiado o angulo será de 60° com o primeiro e 30° com o segundo. A linha deve ser interrompida no momento em que cruza com outra, em seguida deve ser feita a ligação dos dois triângulos, como pode ser visto na Figura 25. Resulta na divisão de cada laje em 4 partes, onde cada uma delas descarregará seus esforços na viga em que se apoia.

Figura 25: Modelo de vinculações de lajes



Fonte: DONIN, 2014. p21.

Cada trecho de laje teve sua área verificada e originou uma parcela de carga permanente (g), seguindo os parâmetros estabelecidos na NBR 6120:1980, composta por:

Essas parcelas de cargas são referentes a toda a área analisada da laje, portanto deve ser dividida pelo comprimento da viga na qual irá transmitir os esforços. Assim obtemos os valores das cargas distribuídas linearmente nas vigas (KN/m).

5.9.2.2 Cargas das vigas

As cargas das vigas são compostas pelo peso próprio da viga, somado da carga de peso próprio da parede.

A carga distribuída referente ao peso próprio de ambos os elementos pode ser obtido pela equação.

$$PP = h \times esp \times \gamma_{mat} \quad (47)$$

Onde:

esp = espessura da viga / parede analisada;

h = altura da viga / parede analisada;

γ_{mat} = peso específico do concreto armado / tijolo furado, estabelecida na NBR 6120:1980

5.10 Propriedades dos materiais utilizados

As propriedades fundamentais dos materiais, na análise de estabilidade global, são a resistência característica à compressão e o módulo de elasticidade que pode ser obtido pela equação:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (48)$$

Onde:

E_{ci} = Módulo de elasticidade inicial;

α_E = Fator de acordo com o tipo de agregado;

f_{ck} = Resistência característica a compressão

6. METODOLOGIA

Como metodologia foi realizada uma análise sobre um modelo de edificação com 12 pavimentos, sendo 10 pavimentos tipo com área de 398,93m² e pé direito de 3,06m, um pavimento com 28,88 m² e pé direito de 3,89 e outro com 28,88m² e pé direito de 2,08m. Sua concepção estrutural foi pensada de modo a resultar em uma estrutura equilibrada e bem distribuída. Esse modelo foi lançado em 2 softwares, um de pórticos planos (Ftool), outro de pórticos espaciais (Eberick). Tendo por finalidade realizar análises de comportamento referentes a estabilidade global da edificação, propondo soluções para atender aos parâmetros estabelecidos pela NBR 6118:2014 e comparar os resultados obtidos.

6.1 Definição do edifício modelo

6.1.1 Geometria

Foram lançados 18 pilares, 12 vigas e 11 lajes por pavimento tipo, os quais foram pré-dimensionados estimando as seções dos elementos estruturais, submetendo-as em seguida às verificações de estabilidade global, para atender as exigências da NBR 6118:2014.

6.1.1.1 Vigas

As vigas foram pré-dimensionadas seguindo a recomendação do vão/10, para vigas bi apoiada se vigas contínuas nos tramos exteriores e vão/12 para vigas contínuas nos tramos interiores. Compatibilizando os resultados obtidos, foram determinadas as seções expostas na Tabela 2. Seu posicionamento em planta pode ser verificado na planta de forma no ANEXO A.

Tabela 2: Seções adotadas para as vigas

Vigas		Dimensões (cm)
V1; V2; V3; V4		14 x 60
V5; V6; V7; V10; V11; V12	TRECHO 1	14 X 50
	TRECHO 2	14 x 70
V8; V9		14 x 30

Fonte: Autor, 2016

6.1.1.2 Lajes

Para a edificação analisada foram adotadas lajes maciças, seu pré-dimensionamento foi realizado aproximadamente pelo vão/40. Foi padronizada em 13 cm a espessura das lajes, evitando assim, possíveis problemas de ajustes de níveis.

6.1.1.3 Pré dimensionamento dos Pilares 2%

Foi utilizado o método 3 para pré-dimensionar os pilares da edificação. No qual estima-se uma carga vertical ($g + q$) de 12 KN/m², por pavimento. Com base nesse valor estimado, calcula-se a força normal estimada de cada pilar através da equação

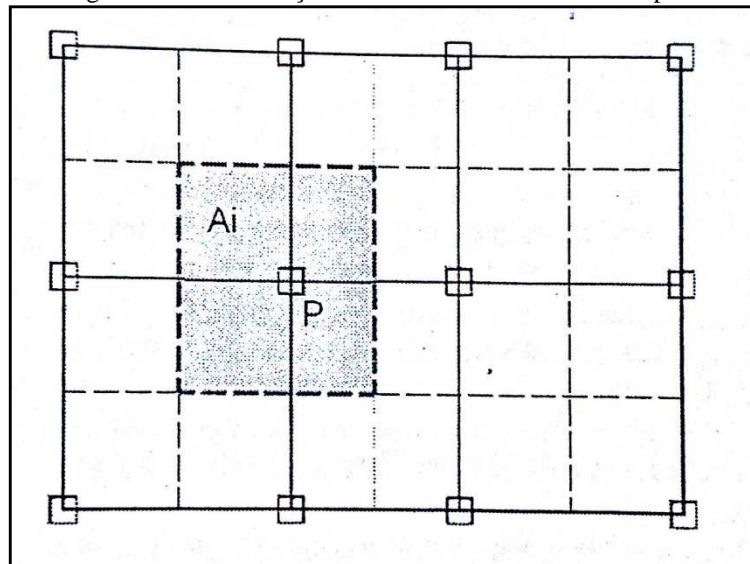
$$N_k = (g + q) \times A_i \times n \quad (49)$$

Onde:

n = Número de pavimentos acima da seção analisada

A_i = Área de influência de cada pilar, realizada como demonstra a figura 26.

Figura 26: Determinação da área de influência de cada pilar



Fonte: DONIN, 2015. p30.

À partir do N_k , calcula-se a força normal estimada de cálculo (N_d) através da equação:

$$N_d = \gamma \times N_k$$

(50)Onde:

$\gamma = 1,8$ para pilares internos

$\gamma = 2,2$ para pilares de extremidades

$\gamma = 2,5$ para pilares de canto

Calcula-se então a área da seção bruta de concreto conforme equação:

$$A_c = \frac{N_d}{0,85 f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s0,002}}$$

(51)Onde:

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,4$$

ρ = Taxa de armadura, adotada 0,02, valor intermediário ao máximo de 0,04 permitido por norma.

$\sigma_{s0,002}$ = tensão no aço para deformação de 0,002. Para aço CA-50

$$\sigma_{s0,002} = 21000 \times 0,002 = 42 \text{ KN/cm}^2$$

Encontrado o valor da área da seção bruta de concreto, estipula-se a menor dimensão e encontra-se então o resultado da maior dimensão.

Aplicando essa metodologia foram encontradas as seções apresentadas na Tabela 3:

Tabela 3: Seções adotadas para os pilares n geometria inicial

Pilar	Menor dimensão (cm)	Maior dimensão adotada (cm)
1	20	55
2	20	90
3	20	90
4	20	90
5	20	90
6	20	55
7	25	95
8	30	130
9	30	130
10	30	130
11	30	130
12	25	95
13	20	75
14	25	110
15	25	110
16	25	110
17	25	110
18	20	75

Fonte: Autor, 2016

A planilha com a aplicação das equações para encontrar as seções apresentadas está no ANEXOB.

6.1.2 Carregamentos

Os carregamentos da edificação são divididos em esforços horizontais e verticais.

6.1.2.1 Determinação dos esforços horizontais oriundos da ação do vento

Para determinar o esforço horizontal gerado pela ação do vento, aplicou-se a equação 41. Onde a velocidade básica do vento V_0 foi obtido através do mapa de isopletras. O terreno foi considerado plano, adotando coeficiente $S_1 = 1,0$. Para encontrar o fator de rugosidade do terreno, S_2 , aplicou-se a equação 42 para cada pavimento da edificação. Como fator estatístico foi utilizado 1,0, por tratar-se de edificação residencial.

Na sequência foi determinada a pressão dinâmica do vento, através da equação 43.

Conhecida a pressão dinâmica do vento, calculou-se a força de arrasto devido ao vento, para cada pavimento da edificação, pela equação 44. Os resultados obtidos em cada etapa estão expostos no ANEXO C.

A Tabela 4 demonstra os resultados finais dos esforços horizontais obtidos já majorados pela combinação $F_d = 1,4 F_g + 0,98 F_{q,sob} + 1,4 F_{q,vento}$.

Tabela 4: Cargas horizontais

Pavimento	Pórticos eixo X (KN)	Pórticos eixo Y (KN)
1°	49,6	102,4
2°	59,0	121,8
3°	65,3	134,8
4°	70,1	144,8
5°	74,2	153,1
6°	77,6	160,3
7°	80,7	166,6
8°	83,4	172,2
9°	85,9	177,4
10°	88,2	182,1
Cobertura	65,8	135,9
Reserv	40,1	39,4
Forro reserv	13,8	13,6

Fonte: Autor, 2016.

6.1.2.2 Determinação dos esforços verticais referentes as lajes

As cargas permanentes das lajes foram obtidas através da aplicação da equação 45 somada com as cargas de contrapiso, reboco e revestimento, adicionou-se então uma sobrecarga de utilização de 1,5KN/m² conforme estabelece a NBR 6120:1980, supondo uma edificação residencial.

Para realizar a repartição dessas cargas, aplicou-se as vinculações das lajes, dividindo cada laje em 4 trechos, como pode ser visto na planta de vinculações no ANEXO A. O cálculo detalhado da composição de cargas por área de cada trecho de laje está disposto no ANEXOD. A carga de cada trecho será direcionada para a viga na qual se apoia.

Essas parcelas de cargas são referentes a toda a área analisada da laje, como serão distribuídas pelo comprimento da viga, dividiu-se o valor encontrado pelo comprimento no qual descarrega. Assim obtivemos os valores das cargas distribuídas linearmente nas vigas (KN/m).

6.1.2.3 Carregamentos verticais aplicados nas vigas

As vigas foram divididas em trechos, em cada vão entre pilares é feita essa separação, e analisado quais parcelas de carga distribuídas, oriundas das lajes, são recebidas em cada trecho. Verificou-se então a existência de carga concentrada nas vigas, referente a uma viga

que está se apoiando em outra. Essa carga concentrada é determinada a partir do lançamento da viga que se apoia no software de pórtico plano, encontradas as reações de apoio, inverteu-se o sinal e aplicou como carga.

Após, calculou-se o peso próprio de cada trecho de viga, utilizando-se da equação 46.

Em seguida determinou-se a carga distribuída gerada pela parede sobre a viga, também através da equação 46.

Somando os resultados da parcela de carga da laje, peso próprio da viga e peso próprio da parede, encontra-se a carga distribuída total em cada trecho de viga. Os valores encontrados para cada etapa de cálculo podem ser vistos no ANEXO E.

A Tabela 5 apresenta o resultado das cargas lineares em cada trecho de viga, já majoradas pela combinação: $F_d = 1,4 F_g + 0,98 F_{q,sob} + 1,4 F_{q,vento}$.

Tabela 5: Cargas verticais

Carga (KN/m)					
Viga	Trecho	Pav. Tipo	Pav. Cobertura	Nível Reservatório	Nível Forro Reservatório
1	1	22,74	14,91		
	2	22,74	14,91		
	3	20,95	28,32	200,48	2,94
	4	20,95	13,55		
	5	22,74	14,91		
2	1	24,27	23,89		
3	1	43,47	30,58		
	2	40,37	28,23		
	3	23,83	27,66	200,48	2,94
	4	37,34	25,94		
	5	43,47	30,58		
4	1	22,70	14,87		
	2	20,82	13,46		
	3	20,82	13,46		
	4	20,81	13,45		
	5	22,70	14,87		
5	1	25,91	17,76		
	2	22,21	14,04		
6	1	51,82	37,35		
	2	41,55	28,66		
7	1	50,87	36,64		
	2	33,54	41,51	201,75	2,45
8	1	14,03	6,93		
9	1	15,93	9,83		
10	1	50,87	36,64		
	2	42,24	50,68	201,75	2,45
11	1	51,82	37,35		
	2	41,13	28,35		
12	1	25,89	17,75		
	2	21,76	14,04		

Fonte: Autor, 2016.

6.1.3 Propriedades dos materiais utilizados

6.1.3.1 Concreto

Para o concreto considerou-se classe C30, portanto com resistência à compressão característica, $f_{ck} \geq 30$ MPa

O módulo de elasticidade deve ser obtido através do ensaio estabelecido na NBR 8522:2008, entretanto como não houve ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial pela equação 47, conforme NBR 6118:2014.

$$E_{ci} = 1,2 \times 5600 \times \sqrt{30} = 36806,96 \text{ MPa}$$

Aplicando a consideração da não-linearidade física, se faz necessária a redução da rigidez a flexão EI.

Essa redução foi aplicada diretamente no E_{ci} , resultando em $E_{ci} = 14772,78$ MPa para as vigas e $E_{ci} = 29445,57$ MPa para os pilares.

6.1.3.2 Aço

O aço adotado foi o CA-50 o qual possui resistência característica $f_{yk} = 500$ MPa e módulo de elasticidade $E_s = 210000$ MPa.

6.1.3.2 Alvenaria

Foi adotado um modelo de bloco cerâmico com resistência característica $f_k = 2$ MPa e módulo de elasticidade $E = 2000$ MPa, conforme proposto por Araújo (2014).

6.1.3.3 Argamassa

Considerou-se a utilização de argamassa com resistência média a compressão de 3,5 a 7 MPa, conforme proposto por Araújo (2014).

6.2 Aplicação dos métodos de cálculo

6.2.1 Modelo utilizando pórticos planos

6.2.1.1 Análise da geometria inicial

Foi utilizado o software Ftool, o qual realiza as análises de comportamento estrutural através do método de pórticos planos. Foram lançados todos os pórticos que contribuem para o contraventamento da direção analisada (X e Y). As cargas inseridas nesse software foram as estabelecidas no modelo para análise.

Os pórticos presentes na geometria da edificação foram divididos em pórticos do eixo X e pórticos do eixo Y. Modelou-se então a geometria da estrutura, os pilares através de barras verticais e as vigas como barras horizontais, formando os pórticos. Os pórticos descontínuos, que travam a estrutura no mesmo sentido, foram ligados entre si, por barras bi rotuladas de rigidez infinita, para transferir os esforços de um ao outro sem interferir nos resultados. Atribuiu-se então os parâmetros dos materiais de cada barra, seguindo o módulo de elasticidade que fora estabelecido para cada elemento no item 6.1.3.1 e utilizando coeficiente de poisson de 0,02. Inseriu-se as seções de pilares e vigas estabelecidas em cada modelo. Por fim, foram aplicadas as vinculações nos elementos, sendo necessário apenas o vínculo de engastamento na base do pilar do térreo.

6.2.1.1.1 Verificação do parâmetro de instabilidade α

O parâmetro α pode ser verificado através do lançamento de uma carga unitária (P) no topo do pórtico inicial, como pode ser visto no ANEXO F.

Processando a estrutura encontrou-se o deslocamento máximo (a) gerado no nó que a carga foi aplicada. Conhecida a altura máxima da edificação (H_{tot}), o módulo de rigidez equivalente, EI, de cada eixo foi obtido através da Equação 3:

$$Eixo X - EI = \frac{1 \times 3963^3}{3 \times 0,005442} = 3,812 \times 10^{12}$$

$$Eixo Y - EI = \frac{1 \times 3963^3}{3 \times 0,00574} = 3,614 \times 10^{12}$$

Calculou-se o somatório de todas as cargas atuantes na estrutura (N_k) e foi aplicada a Equação 4, para encontrar o parâmetro α de cada eixo analisado.

$$\text{Eixo X} - \alpha = 3963 \sqrt{\frac{66894,57}{3,812 \times 10^{12}}} = 0,52$$

$$\text{Eixo Y} - \alpha = 3963 \sqrt{\frac{66894,57}{(3,614 \times 10^{12})}} = 0,54$$

Verificou-se que os resultados obtidos para o parâmetro α na geometria inicial, ficaram acima do limite estabelecido de 0,5, fazendo com que a estrutura seja considerada como de nós móveis.

6.2.1.1.2 Verificação do coeficiente γ_z

Para verificar o γ_z , foi feita a aplicação dos esforços horizontais e verticais calculados. O esforço do vento foi inserido em cada nó da primeira linha de pórticos de cada respectivo pavimento. As cargas verticais, distribuídas linearmente, foram aplicadas em cada respectivo trecho de viga. As cargas verticais concentradas foram inseridas no ponto em que a viga serve de apoio. Essas aplicações podem ser vistas no ANEXOF.

Através do processamento desses lançamentos, encontrou-se os deslocamentos máximos em cada pavimento (d). Somando a multiplicação desses deslocamentos pelas forças verticais totais aplicadas nos respectivos pavimentos (F_v), encontramos o valor de $\Delta M_{\text{tot,d}}$. Para calcular o γ_z precisou-se do valor da soma dos momentos de tombamento, ou seja, de todas as forças horizontais multiplicadas pela distância do ponto de aplicação até a base da estrutura ($M_{1,\text{tot,d}}$). Com esses resultados obtidos aplicou-se a Equação 1 para ambos os eixos

$$\text{Eixo X} - \gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{2255,32}{17630,33}} = 1,15$$

$$\text{Eixo Y} - \gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{4434,48}{34184,08}} = 1,15$$

Verificou-se que o coeficiente γ_z está acima do limite de 1,10 nos dois eixos. Com isso a estrutura seria considerada como de nós móveis.

6.2.1.2 Análise estrutural para adequação das seções dos pilares

Como a geometria inicial foi constatada como sendo de nós móveis, passaria a ser necessária a determinação dos esforços de 2ª ordem. Para evitar tal situação foi realizado um redimensionamento das seções dos pilares, buscando atender os parâmetros estabelecidos pelo item 15.5 *Dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem* da NBR 6118:2014.

Para atender aos parâmetros, os pilares da edificação foram redimensionados. Utilizando o lançamento da estrutura pré-dimensionada, aplicou-se um processo iterativo, realizando aumentos graduais das seções dos pilares e fazendo a verificação do coeficiente γ_z e do α , até que se pudesse considerar a estrutura como de nós fixos.

Os parâmetros foram atingidos com as seções apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6: Seções dos pilares para a geometria redimensionada

Pilar	Menor dimensão (cm)	Maior dimensão (cm)
1	20	100
2	30	140
3	30	140
4	30	140
5	30	140
6	20	100
7	30	120
8	35	175
9	35	175
10	35	175
11	35	175
12	30	120
13	25	100
14	30	150
15	30	150
16	30	150
17	30	150
18	25	100

Fonte: Autor, (2016).

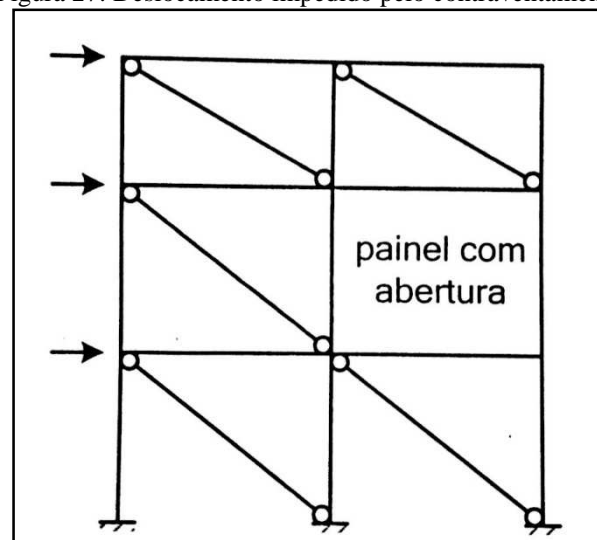
6.2.1.3 Análise estrutural considerando a contribuição da alvenaria

A consideração da alvenaria no travamento da edificação, tem por finalidade, no presente trabalho, evitar a necessidade de aumentar a seção dos pilares para atender aos parâmetros de estabilidade estabelecidos pela NBR 6118:2014. Para a consideração da contribuição da alvenaria considerou-se o modelo de bielas proposto por Araújo (2014).

Para analisar os pórticos com preenchimento de alvenaria foram utilizados os lançamentos da estrutura com a geometria inicial, pré-dimensionada, que não havia atendido aos parâmetros de estabilidade global α e γ_z nas duas direções.

Nos painéis em que foi considerada a colaboração da alvenaria, foram inseridas as barras birrotuladas, representando a biela de alvenaria, como ilustra a figura 27.

Figura 27: Deslocamento impedido pelo contraventamento



Fonte: ARAÚJO, 2014. p271.

No eixo X foi considerada a contribuição da alvenaria em 5 colunas de pórticos já no eixo Y foram 4 colunas de pórticos, as quais estão indicadas no ANEXO G. Para uma melhor distribuição dos esforços, principalmente no eixo Y, poderia ter sido considerada a contribuição da alvenaria em mais colunas de pórticos, entretanto foi excedida a capacidade do software utilizado para análise, o que limitou o número de considerações.

Foi utilizada a equação 25 para encontrar o ângulo de inclinação da biela, a equação 26 para o comprimento da diagonal, as equações 27 e 28 para o comprimento do trecho de contato da viga com a biela e do pilar com a biela, para, por fim poder encontrar, através da equação 34, a largura W da seção da barra inserida no software. O resultado das equações citadas, para as bielas dos painéis do eixo X podem ser verificados na Tabela 7.

Tabela 7: Parâmetros da biela no eixo X

Pórticos Eixo X			
Características encontradas	Modelo de biela 1		Modelo de biela 2
	P7 a P8 e P11 a P12		P8 a P11
Ângulo (θ)	28,23°		28,23°
Comprimento da diagonal (D)	6,47m		6,47m
Trecho de contato viga e biela ($\lambda 1$ e $\alpha 1$)	$\lambda 1$	0,6301	0,6301
	$\alpha 1$	4,98m	4,98m
Trecho de contato pilar e biela ($\lambda 2$ e $\alpha 2$)	$\lambda 2$	0,7722	0,7092
	$\alpha 2$	2,03m	2,21m
Largura da biela (W)	0,855m		0,855m

Fonte: Autor, 2016.

Já para os pórticos do eixo Y, os resultados estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8: Parâmetros da biela no eixo Y

Pórticos Eixo Y			
Características encontradas	Modelo de biela 1		Modelo de biela 2
	P3 a P7 e P18 a P12		P7 a P1 e P12 a P6
Ângulo (θ)	20,24°		28,65°
Comprimento da diagonal (D)	8,85		6,38m
Trecho de contato viga e biela ($\lambda 1$ e $\alpha 1$)	$\lambda 1$	0,48	0,7274
	$\alpha 1$	6,54m	4,32m
Trecho de contato pilar e biela ($\lambda 2$ e $\alpha 2$)	$\lambda 2$	0,4627	0,5351
	$\alpha 2$	3,06m	2,93
Largura da biela (W)	1,3275m		0,957m

Fonte: Autor, 2016.

Processou-se então os pórticos e foram encontrados os valores de R_c , localizou-se a biela que recebe a maior força de compressão e foi aplicado na equação 35 para encontrar a tensão média de compressão inclinada, a qual deve ser inferior à resistência à compressão de cálculo da alvenaria, dada pela equação 36, utilizando o F_k alvenaria dentro da faixa recomendada por Araújo (2014), onde o coeficiente parcial de segurança, $\gamma_m = 2$, visto que tratam-se de combinações normais das ações e o coeficiente R pôde ser obtido pela equação 37.

Após calculou-se a tensão de cisalhamento solicitante pela equação 38, verificada com a resistência de cálculo ao cisalhamento, obtida pela equação 41, onde, para encontrar f_{vk} , é

Tabela 9: Resultados obtidos nas verificações dos pórticos no eixo X

Pórticos Eixo X	
Maior força de compressão na biela (R_c)	101,1 KN
Tensão média de compressão (σ_c)	0,591 MPa
Coeficiente R	0,944
Resistência a compressão (f_d)	0,944 MPa
Verificação à compressão	$0,591 < 0,944$
Tensão de cisalhamento (τ_d)	0,0781 MPa
Tensão normal (σ_n)	0,0366 MPa
Resistência ao cisalhamento (f_{vd})	0,0842 MPa
Verificação ao cisalhamento	$0,0781 < 0,0842$

Fonte: Autor, 2016.

As rigidezes dos painéis dos pórticos do eixo Y ficaram dispostas conforme ilustra a Figura 29.

Figura 29: Redução de rigidez adotada nos pórticos do eixo Y

0,5	0,5	0,5	0,5
0,5	0,5	0,5	0,5
0,4	0,4	0,4	0,4
0,3	0,3	0,4	0,4
0,25	0,25	0,25	0,25
0,2	0,2	0,25	0,25
0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0,2	0,2	0,2

Fonte: Autor, 2016.

A Tabela 10, apresenta os valores encontrados e a aplicação das verificações à compressão e ao cisalhamento para o painel mais solicitado do eixo Y.

Tabela 10: Resultados obtidos nas verificações dos pórticos no eixo Y

Pórticos Eixo Y	
Maior força de compressão na biela (R_c)	106,9 KN
Tensão média de compressão (σ_c)	0,559 MPa
Coefficiente R	0,944
Resistência a compressão (f_d)	0,944 MPa
Verificação à compressão	$0,559 < 0,944$
Tensão de cisalhamento (τ_d)	0,08376 MPa
Tensão normal (σ_n)	0,0353 MPa
Resistência ao cisalhamento (f_{vd})	0,08385 MPa
Verificação ao cisalhamento	$0,08376 < 0,08385$

Fonte: Autor, 2016.

6.2.2 Modelos utilizando pórticos espaciais

6.2.2.1 Análise da geometria inicial

Como software de análise de pórticos espaciais foi utilizado o Eberick V9, um software de projeto estrutural, o qual segue as recomendações estabelecidas pela NBR 6118:2014.

Primeiramente inseriu-se as características da edificação já definidas, como número de pavimentos e o pé direito de cada um deles. Em seguida foi feita a leitura da arquitetura como referência externa, utilizando a planta de forma em anexo. Sobre essa arquitetura foram lançados os pilares de cada modelo, as vigas com a geometria pré dimensionada e a carga da parede linearmente distribuída e as lajes pré dimensionadas, com a espessura estabelecida e as cargas (g) e (q) conforme item 6.1.2.2. Copiou-se então esse pavimento tipo para os outros níveis iguais a ele. Após, realizou-se o lançamento dos pavimentos diferentes seguindo a mesma ordem de lançamento. Por fim foram copiados os pilares e vigas do pavimento tipo para o pavimento baldrame e utilizado o comando converter pilares para fundação, selecionando a opção bloco sobre estaca.

Foi aplicada a geometria inicial, exposta em 6.1.1.3 e obteve-se o coeficiente γ_z e os consumos de concreto, aço e forma.

6.2.2.2 Análise estrutural com pilares que atendem aos parâmetros de estabilidade

Foi aplicada a geometria redimensionada, exposta em 6.2.1.2 e obteve-se o parâmetro γ_z e os consumos de concreto, aço e forma.

7. RESULTADOS

Este capítulo apresentará os resultados obtidos para os parâmetros de estabilidade global de edificações, conforme estabelece a NBR 6118:2014, para cada modelo aplicado em ambos os eixos (X, Y).

7.2. Modelos utilizando pórticos planos

7.2.1 Análise da geometria inicial

A Tabela 11 demonstra os deslocamentos e parâmetros necessários para obtenção do valor do coeficiente γ_z , para geometria inicial, no eixo X, bem como os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

Tabela 11: Coeficiente γ_z , para geometria inicial no eixo X

Pavimento	Cota piso (m)	Fh (kN)	M1 tot (kN.m)	Fv (kN)	d (m)	ΔM tot (kN.m)
Forro reserv	39,63	13,80	547,05	60,96	0,054812	3,34
Reserv	37,55	40,07	1504,55	4545,14	0,053298	242,25
Forro	33,66	65,81	2215,30	4396,87	0,052032	228,78
10	30,6	88,19	2698,49	5789,16	0,050346	291,46
9	27,54	85,89	2365,41	5789,16	0,048051	278,17
8	24,48	83,40	2041,58	5789,16	0,044959	260,27
7	21,42	80,67	1727,91	5789,16	0,041056	237,68
6	18,36	77,62	1425,03	5789,16	0,036346	210,41
5	15,3	74,16	1134,62	5789,16	0,030842	178,55
4	12,24	70,14	858,51	5789,16	0,024569	142,23
3	9,18	65,27	599,16	5789,16	0,017616	101,98
2	6,12	58,98	360,97	5789,16	0,010306	59,66
1	3,06	49,59	151,74	5789,16	0,003545	20,52
		$\Sigma M1$ tot= 17630,329			$\Sigma \Delta M$ tot=	2255,320
Coeficiente γ_z calculado					1,15	
Limite conforme NBR 6118:2014					1,10	

Fonte: Autor, 2016.

Percebe-se que, para a geometria inicial o coeficiente γ_z está acima do limite estabelecido para que se possa considerar a estrutura de nós fixos.

A Tabela 12 demonstra os deslocamentos e parâmetros necessários para obtenção do valor do coeficiente γ_z , para geometria inicial, no eixo Y, bem como os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

Tabela 12: Coeficiente γ_z , para geometria inicial no eixo Y

Pavimento	Cota piso (m)	Fh (kN)	M1 tot (kN.m)	Fv (kN)	d (m)	ΔM tot (kN.m)
Forro reserv	39,63	13,57	537,62	60,96	0,123502	7,53
Reserv	37,55	39,40	1479,32	4545,14	0,118603	539,07
Forro	33,66	135,90	4574,33	4396,87	0,113419	498,69
10	30,6	182,08	5571,77	5789,16	0,106742	617,95
9	27,54	177,35	4884,27	5789,16	0,098859	572,31
8	24,48	172,21	4215,80	5789,16	0,089660	519,06
7	21,42	166,56	3567,67	5789,16	0,079152	458,22
6	18,36	160,26	2942,34	5789,16	0,067404	390,21
5	15,3	153,12	2342,71	5789,16	0,054625	316,23
4	12,24	144,82	1772,55	5789,16	0,041202	238,52
3	9,18	134,76	1237,13	5789,16	0,027751	160,65
2	6,12	121,77	745,24	5789,16	0,015184	87,90
1	3,06	102,40	313,33	5789,16	0,004859	28,13
		$\Sigma M1$ tot= 34184,083			$\Sigma \Delta M$ tot= 4434,479	
Coeficiente γ_z calculado						1,15
Limite conforme NBR 6118:2014						1,10

Fonte: Autor, 2016.

Percebe-se que, para a geometria inicial, o coeficiente γ_z está acima do limite estabelecido para que se possa considerar a estrutura de nós fixos.

As informações necessárias e o resultado encontrado para o parâmetro de instabilidade α , para geometria inicial no eixo X, estão expressos na Tabela 13.

Tabela 13: Parâmetro α para geometria inicial no eixo X
Eixo X

Carga unitária (kN)	1
Altura total (cm)	3963
Nº pavimentos	11,7
Deslocamento (cm)	0,005442
EI (kN.cm ²)	3,81235E+12
Nk (kN)	66894,57
Parâmetro α limite conforme NBR 6118:2014	0,5
Parâmetro α calculado	0,52

Fonte: Autor, 2016.

O valor obtido para o parâmetro α , na geometria inicial não satisfaz o estabelecido pela NBR 6118:2014 para que se possa considerar a estrutura como de nós fixos.

As informações necessárias e o resultado encontrado para o parâmetro de instabilidade α , para geometria inicial no eixo Y, estão expressos na Tabela 14.

Tabela 14: Parâmetro α para geometria inicial no eixo Y
Eixo Y

Carga unitária (kN)	1
Altura total (cm)	3963
Nº pavimentos	11,7
Deslocamento (cm)	0,00574
EI (kN.cm ²)	3,61442E+12
Nk (kN)	66894,57
Parâmetro α limite conforme NBR 6118:2014	0,5
Parâmetro α calculado	0,54

Fonte: Autor, 2016.

O valor obtido para o parâmetro α , na geometria inicial não satisfaz o estabelecido pela NBR 6118:2014 para que se possa considerar a estrutura como de nós fixos.

7.2.2 Análise estrutural com pilares ajustados para atender aos parâmetros de estabilidade

Como pode ser visto, a geometria inicial não atendeu os parâmetros de estabilidade global expostos pela NBR 6118:2014, para considerar a estrutura como de nós fixos, por este motivo procedeu-se o redimensionamento das seções dos pilares.

A Tabela 15 demonstra os deslocamentos e parâmetros necessários para obtenção do valor do coeficiente γ_z , para geometria com seções dos pilares redimensionadas, no eixo X, bem como os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

Tabela 15: Coeficiente γ_z , para geometria com pilares redimensionados no eixo X

Pavimento	Cota piso (m)	Fh (kN)	M1 tot (kN.m)	Fv (kN)	d (m)	ΔM tot (kN.m)
Forro reserv	39,63	13,80	547,05	60,96	0,042944	2,62
Reserv	37,55	40,07	1504,55	4545,14	0,041464	188,46
Forro	33,66	65,81	2215,30	4396,87	0,039836	175,15
10	30,6	88,19	2698,49	5789,16	0,037798	218,82
9	27,54	85,89	2365,41	5789,16	0,035408	204,98
8	24,48	83,40	2041,58	5789,16	0,032506	188,18
7	21,42	80,67	1727,91	5789,16	0,029029	168,05
6	18,36	77,62	1425,03	5789,16	0,024977	144,60
5	15,3	74,16	1134,62	5789,16	0,020407	118,14
4	12,24	70,14	858,51	5789,16	0,015455	89,47
3	9,18	65,27	599,16	5789,16	0,010373	60,05
2	6,12	58,98	360,97	5789,16	0,005579	32,30
1	3,06	49,59	151,74	5789,16	0,001719	9,95
		$\Sigma M1$ tot=	17630,329		$\Sigma \Delta M$ tot=	1600,775
Coeficiente γ_z calculado					1,10	
Limite conforme NBR 6118:2014					1,10	

Fonte: Autor, 2016.

Percebe-se que, para essa geometria o coeficiente γ_z passou a ficar dentro do limite estabelecido, podendo considerar a estrutura como de nós fixos.

A Tabela 16 demonstra os deslocamentos e parâmetros necessários para obtenção do valor do coeficiente γ_z , para geometria com seções dos pilares redimensionadas, no eixo Y, bem como os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014;

Tabela 16: Coeficiente γ_z , para geometria com pilares redimensionados no eixo Y

Pavimento	Cota piso (m)	Fh (kN)	M1 tot (kN.m)	Fv (kN)	d (m)	ΔM tot (kN.m)	
Forro reserv	39,63	13,57	537,62	60,96	0,087882	5,36	
Reserv	37,55	39,40	1479,32	4545,14	0,083812	380,94	
Forro	33,66	135,90	4574,33	4396,87	0,080206	352,66	
10	30,6	182,08	5571,77	5789,16	0,074027	428,55	
9	27,54	177,35	4884,27	5789,16	0,067252	389,33	
8	24,48	172,21	4215,80	5789,16	0,059798	346,18	
7	21,42	166,56	3567,67	5789,16	0,051724	299,44	
6	18,36	160,26	2942,34	5789,16	0,043136	249,72	
5	15,3	153,12	2342,71	5789,16	0,034220	198,11	
4	12,24	144,82	1772,55	5789,16	0,025256	146,21	
3	9,18	134,76	1237,13	5789,16	0,016635	96,30	
2	6,12	121,77	745,24	5789,16	0,008870	51,35	
1	3,06	102,40	313,33	5789,16	0,002733	15,82	
		$\Sigma M1$ tot=	34184,083			$\Sigma \Delta M$ tot=	2959,967
Coeficiente γ_z calculado					1,09		
Limite conforme NBR 6118:2014					1,10		

Fonte: Autor, 2016.

Percebe-se que, para essa geometria, o coeficiente γ_z passou a ficar dentro do limite estabelecido, podendo considerar a estrutura como de nós fixos.

As informações necessárias e o resultado encontrado para o parâmetro de instabilidade α , para geometria com seções dos pilares redimensionadas, no eixo X, estão expressos na Tabela 17.

Tabela 17: Parâmetro α para geometria com pilares redimensionados no eixo X

Eixo X	
Carga unitária (kN)	1
Altura total (cm)	3963
Nº pavimentos	11,7
Deslocamento (cm)	0,004163
EI (kN.cm ²)	4,98362E+12
Nk (kN)	66894,57
Parâmetro α limite conforme NBR 6118:2014	0,5
Parâmetro α calculado	0,46

Fonte: Autor, 2016.

O valor obtido para o parâmetro α , nessa geometria passou a satisfazer o estabelecido pela NBR 6118:2014, passando a considerar a estrutura como de nós fixos.

As informações necessárias e o resultado encontrado para o parâmetro de instabilidade α , para geometria com seções dos pilares redimensionadas, no eixo Y, estão expressos na Tabela 18.

Tabela 18: Parâmetro α para geometria com pilares redimensionados no eixo Y

Eixo Y	
Carga unitária (kN)	1
Altura total (cm)	3963
Nº pavimentos	11,7
Deslocamento (cm)	0,004639
EI (kN.cm ²)	4,47226E+12
Nk (kN)	66894,57
Parâmetro α limite conforme NBR 6118:2014	0,5
Parâmetro α calculado	0,48

Fonte: Autor, 2016.

O valor obtido para o parâmetro α , nessa geometria passou a satisfazer o estabelecido pela NBR 6118:2014, passando a considerar a estrutura como de nós fixos.

7.2.3 Análise estrutural considerando a contribuição da alvenaria

A Tabela 19 demonstra os deslocamentos e parâmetros necessários para obtenção do valor do coeficiente γ_z , para geometria inicial, considerando os pórticos preenchidos com alvenaria, no eixo X, bem como os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

Tabela 19: Coeficiente γ_z , para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria- eixo X

Pavimento	Cota piso (m)	Fh (kN)	M1 tot (kN.m)	Fv (kN)	d (m)	ΔM tot (kN.m)
Forro reserv	39,63	13,80	547,05	60,96	0,026842	1,64
Reserv	37,55	40,07	1504,55	4545,14	0,025561	116,18
Forro	33,66	65,81	2215,30	4396,87	0,025096	110,34
10	30,6	88,19	2698,49	5789,16	0,024413	141,33
9	27,54	85,89	2365,41	5789,16	0,023553	136,35
8	24,48	83,40	2041,58	5789,16	0,022393	129,64
7	21,42	80,67	1727,91	5789,16	0,020936	121,20
6	18,36	77,62	1425,03	5789,16	0,01916	110,92
5	15,3	74,16	1134,62	5789,16	0,016983	98,32
4	12,24	70,14	858,51	5789,16	0,01425	82,50
3	9,18	65,27	599,16	5789,16	0,010815	62,61
2	6,12	58,98	360,97	5789,16	0,006711	38,85
1	3,06	49,59	151,74	5789,16	0,002441	14,13
		$\Sigma M1$ tot= 17630,33				$\Sigma \Delta M$ tot= 1164,01
Coeficiente γ_z calculado						1,07
Limite conforme NBR 6118:2014						1,10

Fonte: Autor, 2016.

Percebe-se que, para essa geometria, o coeficiente γ_z atende o limite estabelecido, podendo considerar a estrutura como de nós fixos.

A Tabela 20 demonstra os deslocamentos e parâmetros necessários para obtenção do valor do coeficiente γ_z , para geometria considerando os pórticos preenchidos com alvenaria, no eixo Y, bem como os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

Tabela 20: Coeficiente γ_z , para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria- eixo Y

Pavimento	Cota piso (m)	Fh (kN)	M1 tot (kN.m)	Fv (kN)	d (m)	ΔM tot (kN.m)	
Forro reserv	39,63	13,57	537,62	60,96	0,084266	5,14	
Reserv	37,55	39,40	1479,32	4545,14	0,080947	367,92	
Forro	33,66	135,90	4574,33	4396,87	0,077265	339,72	
10	30,6	182,08	5571,77	5789,16	0,073853	427,55	
9	27,54	177,35	4884,27	5789,16	0,069734	403,70	
8	24,48	172,21	4215,80	5789,16	0,064499	373,40	
7	21,42	166,56	3567,67	5789,16	0,057976	335,63	
6	18,36	160,26	2942,34	5789,16	0,050185	290,53	
5	15,3	153,12	2342,71	5789,16	0,041211	238,58	
4	12,24	144,82	1772,55	5789,16	0,031490	182,30	
3	9,18	134,76	1237,13	5789,16	0,021567	124,85	
2	6,12	121,77	745,24	5789,16	0,012173	70,47	
1	3,06	102,40	313,33	5789,16	0,004209	24,37	
		$\Sigma M1$ tot=	34184,08			$\Sigma \Delta M$ tot=	3184,15
Coeficiente γ_z calculado					1,10		
Limite conforme NBR 6118:2014					1,10		

Fonte: Autor, 2016.

Percebe-se que, para essa geometria, o coeficiente γ_z atende o limite estabelecido, podendo considerar a estrutura como de nós fixos.

As informações necessárias e o resultado encontrado para o parâmetro de instabilidade α , para geometria considerando os pórticos preenchidos com alvenaria, no eixo X, estão expressos na Tabela 21.

Tabela 21: Parâmetro α para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria- eixo X

Eixo X	
Carga unitária (kN)	1
Altura total (cm)	3963
Nº pavimentos	11,7
Deslocamento (cm)	0,003614
EI (kN.cm ²)	5,74067E+12
Nk (kN)	66894,57
Parâmetro α limite conforme NBR 6118:2014	0,5
Parâmetro α calculado	0,43

Fonte: Autor, 2016.

O valor obtido para o parâmetro α , nessa geometria satisfaz o estabelecido pela NBR 6118:2014, portanto, a estrutura pode ser considerada como de nós fixos.

As informações necessárias e o resultado encontrado para o parâmetro de instabilidade α , para geometria considerando os pórticos preenchidos com alvenaria, no eixo Y, estão expressos na Tabela 22.

Tabela 22: Parâmetro α para geometria inicial, considerando a contribuição da alvenaria- eixo Y

Eixo Y	
Carga unitária (kN)	1
Altura total (cm)	3963
Nº pavimentos	11,7
Deslocamento (cm)	0,004673
EI (kN.cm ²)	4,43972E+12
Nk (kN)	66894,57
Parâmetro α limite conforme NBR 6118:2014	0,5
Parâmetro α calculado	0,49

Fonte: Autor, 2016.

O valor obtido para o parâmetro α , nessa geometria satisfaz o estabelecido pela NBR 6118:2014, portanto, a estrutura pode ser considerada como de nós fixos.

7.3 Modelos utilizando pórticos espaciais

7.3.1 Análise da geometria inicial

Após o processamento da estrutura o software apresenta o resultado do coeficiente γ_z que, para o eixo X, foi 1,16.

Após o processamento da estrutura o software apresenta o resultado do coeficiente γ_z que, para o eixo Y, foi 1,14.

O Eberick tem uma função que permite que seja extraído um relatório de consumo de materiais, de acordo com o dimensionamento realizado. O consumo total de concreto, aço e formas na edificação com a geometria inicial pode ser visto na Tabela 23.

Tabela 23: Consumo de materiais para geometria inicial

Geometria inicial		
Consumo de concreto	Consumo de aço	Consumo de forma
761.7 m ³	69105.4 Kg	7120,10m ²

Fonte: Autor, 2016.

7.3.2 Análise estrutural com pilares redimensionados para atender aos parâmetros de estabilidade

Após o processamento da estrutura o software apresenta o resultado do coeficiente γ_z que, para o eixo X, foi 1,10.

Após o processamento da estrutura o software apresenta o resultado do coeficiente γ_z que, para o eixo Y, foi 1,09.

O Eberick tem uma função que permite que seja extraído um relatório de consumo de materiais, de acordo com o dimensionamento realizado. O consumo total de concreto, aço e formas na edificação com a geometria ajustada com pilares aumentados, pode ser visto na Tabela 24.

Tabela 24: Consumo de materiais para geometria com pilares redimensionados

Pilares redimensionados		
Consumo de concreto	Consumo de aço	Consumo de forma
883.5 m ³	64704.5 Kg	7722m ²

Fonte: Autor, 2016.

8. ANÁLISE DOS RESULTADOS

8.1 Coeficiente γ_z

A Tabela 25 apresenta a comparação dos coeficientes γ_z obtidos pelo modelo de pórtico plano e pelo modelo de pórtico espacial, no Eixo X.

Tabela 25: Comparação do γ_z pórtico plano e pórtico espacial eixo X

Eixo X - γ_z		
Geometrias	Modelo de pórtico plano	Modelo de pórtico espacial
Inicial	1,15	1,16
Com aumento das seções dos pilares	1,10	1,10

Fonte: Autor, 2016.

Pode-se observar que os valores obtidos para o coeficiente foram bem próximos para ambos os métodos, o que atesta a precisão do modelo simplificado, aplicado através do software de pórtico plano.

A Tabela 26 apresenta a comparação dos coeficientes γ_z obtidos pelo modelo de pórtico plano e pelo modelo de pórtico espacial, no Eixo Y.

Tabela 26: Comparação do γ_z pórtico plano e pórtico espacial eixo Y

Eixo Y - γ_z		
Geometrias	Método de pórtico plano	Método de pórtico espacial
Inicial	1,15	1,14
Com aumento das seções dos pilares	1,09	1,09

Fonte: Autor, 2016.

No eixo Y, também foram encontrados coeficientes muito semelhantes em ambos métodos. Foi encontrada uma pequena diferença na análise da geometria inicial, no eixo X o pórtico plano apresentou coeficiente γ_z com variação de -1% e no eixo Y variação de +1%. Tal variação pode ser considerada como desprezível, o que evidencia o comportamento

similar entre a análise pelo modelo de pórticos planos e o de pórticos espaciais, conferindo confiabilidade à verificação do coeficiente γ_z pelo método simplificado de pórticos planos.

Pôde ser verificado também que, aumentando as seções dos pilares, foi possível aumentar a rigidez dos pórticos, de forma que passou a ser atendida a limitação do coeficiente γ_z em 1,10, expressada no item 15.5.3 *Coeficiente γ_z* da NBR 6118:2014.

8.2 Efeito da consideração da alvenaria

Como solução de estabilidade global, a fim de, não se fazer necessário o aumento das seções dos pilares, empregou-se a metodologia de consideração da contribuição da alvenaria no travamento da edificação. Essa consideração foi feita pelo modelo de bielas o qual só é possível de se modelar no software de pórticos planos. Com essa aplicação foram analisados os parâmetros de estabilidade global em ambos os eixos. Os resultados encontrados para o eixo X podem ser vistos na Tabela 27.

Tabela 27: Comparação de estabilidade global da geometria inicial e a mesma com contribuição da alvenaria - eixo X

Método de pórticos plano - Eixo X		
Coeficientes	Geometria inicial	Contribuição da alvenaria
γ_z	1,15	1,07
α	0,52	0,43

Fonte: Autor, 2016.

A consideração da alvenaria solucionou o problema de estabilidade global da edificação no eixo X, inclusive de forma mais eficiente do que com o aumento das seções dos pilares, que resultou em um $\gamma_z = 1,10$ e um $\alpha = 0,46$. O que evidencia a eficiência do método aplicado.

Os resultados dos coeficientes para o eixo Y estão expressos na Tabela 28:

Tabela 28: Comparação de estabilidade global da geometria inicial e a mesma com contribuição da alvenaria - eixo Y

Método de pórticos plano - Eixo Y		
Coefficientes	Geometria inicial	Contribuição da alvenaria
γ_z	1,15	1,10
α	0,54	0,49

Fonte: Autor, 2016.

No eixo Y, os painéis de alvenaria também fizeram com que a edificação se enquadrasse dentro dos parâmetros de estabilidade, sem a necessidade de aumentar as seções dos pilares.

Fica evidente a eficiência do travamento da edificação através dos pórticos com preenchimento de alvenaria, visto que, com a utilização de um bloco com baixa resistência e, sem a consideração do preenchimento de todos os pórticos, foi possível realizar o contraventamento da edificação em ambos os eixos (X, Y), sem necessidade de redimensionar nenhum elemento estrutural.

8.3 Análise complementar quanto ao consumo de materiais

Os dados de consumo aplicados nessa análise foram extraídos do lançamento da estrutura no software de pórticos espaciais, como os comportamentos se equiparam ao lançamento no software de pórticos planos, se utilizou o mesmo consumo para ambos.

Com a consideração dos pórticos preenchidos com alvenaria, a edificação passou a ser considerada como de nós fixos sem a necessidade de redimensionar as seções dos pilares, por este motivo pôde-se considerar o consumo de materiais da geometria inicial para os parâmetros encontrados com a colaboração da alvenaria. Os consumos para os modelos que puderam ser considerados como de nós fixos estão presentes na Tabela 29.

Tabela 29: Análise complementar quanto ao consumo de materiais

Modelos considerados como de nós fixos	γz Eixo X	γz Eixo Y	Consumo de Concreto (m³)	Variação percentual	Aço (kg)	Variação percentual	Consumo de Forma (m²)	Variação percentual
Pórtico plano - pilares redimensionados	1,10	1,09	883,50	0	64704,50	0	7722,00	0
Pórtico espacial - pilares redimensionados	1,10	1,09	883,50	0	64704,50	0	7722,00	0
Pórtico plano - com preenchimento de alvenaria	1,07	1,10	761,70	-13,79%	69105,40	6,80%	7120,10	-7,80%

Fonte: Autor, 2016.

No consumo de concreto, a geometria a utilização dos pórticos preenchidos com alvenaria, apresenta 13,79 % de redução, em relação a geometria com o aumento das seções dos pilares. Também apresenta redução no consumo de formas, de 7,80%. Já, no consumo de aço, verifica-se um aumento de 6,80 %, pelo fato de se ter uma seção de concreto menor e consequentemente uma maior taxa de armadura.

Entretanto, é válido ressaltar que, com a consideração da alvenaria no preenchimento dos pórticos, a relação do consumo de concreto e formas se manteriam as mesmas, entretanto, essa elevação no consumo de aço provavelmente viria a ser desprezível, visto que, conforme dito anteriormente, os esforços nas vigas e pilares tendem a ser reduzidos com a aplicação dessa metodologia.

9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

9.1 Conclusões

Pode-se concluir que o presente trabalho foi de grande valia para a construção do conhecimento na área de estruturas, com enfoque nas análises de estabilidade global de edifícios. Permitiu a vivência e consequente aprendizado acerca dos softwares utilizados, desde as inserções dos dados até as aplicações práticas, sendo eles o Ftool que analisa pórticos planos e o Eberick V9, software amplamente utilizado por engenheiros estruturais, o qual faz suas análises pelo modelo de pórticos espaciais.

A partir da aplicação dos mesmos modelos em ambos os softwares, concluiu-se, com base nas análises dos resultados obtidos, que a verificação da estabilidade global da edificação, pelo coeficiente γ_z , pode ser empregada pelo modelo de pórticos planos e de pórticos espaciais sem apresentar diferenças significativas nos resultados obtidos.

Levando em consideração essa confiabilidade de ambos os métodos, aplicou-se a metodologia de pórticos preenchidos com alvenaria, somente no software de pórticos planos. Analisando os resultados, constatou-se que, do ponto de vista de cálculo, pode ser empregada a consideração da alvenaria no contraventamento da edificação de forma extremamente eficiente, tornando, nesse caso, desnecessário enrijecer os pórticos pelo aumento das seções dos elementos estruturais, para contraventar a edificação.

Por fim, considerando essa eficiência do contraventamento com contribuição da alvenaria e, baseado nos dados para a geometria adotada, verificou-se que a utilização desse método de travamento, conduz a resultados mais econômicos, vista a redução de consumo de materiais indicada pela análise de resultados do estudo em questão. Contudo, é prudente salientar a necessidade de tratar os elementos de alvenaria de acordo com fundamentos estabelecidos para alvenaria estrutural.

9.2 Sugestões para trabalhos futuros

Recomenda-se, para futuros trabalhos, a análise do comportamento dos pórticos preenchidos com alvenaria pelo método de elementos finitos, através do software ANSYS, a qual foi iniciada no presente trabalho, entretanto sua conclusão não foi possível por questão

de tempo e por exceder a limitação de número de nós, exposta na versão que dispõe-se para análise na Universidade de Santa Cruz do Sul.

Outra opção, seria buscar um método de aplicação dessa consideração da alvenaria no software de pórtico espacial, o qual permitiria, posteriormente, realizar o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, tornando possível a verificação prática da redução dos esforços nas vigas e pilares.

Por fim, sugere-se uma análise mais detalhada das vantagens econômicas apresentadas por essa solução de contraventamento, aplicando valores as diferenças percentuais obtidas, por mais de um modelo de geometria.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

_____. *NBR 6120:1980: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 2000 a.

_____. *NBR 6123:1988: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988 a.

ARAÚJO, José Milton. *Curso de CONCRETO ARMADO*. Rio Grande: Dunas, 2014. 4. ed.

ARAÚJO, José Milton. *Projeto estrutural de edifícios de Concreto Armado*. Rio Grande: Dunas, 2014.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. *Análise de estruturas, Contraventamento de Edifícios*. 2008

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. Filho. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – segundo a NBR 6118:2014*. São Paulo: UFSCar, 2014.

DONIN, Christian. *Ação do vento nas estruturas de edifícios*. Notas de aula da disciplina de projeto de estruturas de concreto armado, do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2014

DONIN, Christian. *Dimensionamento e verificação frente aos estados limites*. Notas de aula da disciplina de projeto de estruturas de concreto armado, do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2014.

DONIN, Christian. *Concepção estrutural*. Notas de aula da disciplina de projeto de estruturas de concreto armado, do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2015.

KIMURA, Alio. *Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado*. São Paulo: Pini, 2007

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

MONTOYA Jiménez Pedro, Hormigon Armado; basada em laeheaustada al código modelo y al eurocódigo: Barcelona: GG, 2000

Artigo. Considerações sobre o coeficiente Gama-z por Eng.º Pablo Soares Fernandez / Eng.º Rodrigo Broering Koerich disponível em < http://faq.altoqi.com.br/content/253/623/pt-br/considera%C3%A7%C3%B5es-sobre-o-coeficiente-gama_z.html

Artigo Procedimentos para enrijecer a estrutura e atender aos requisitos quanto à estabilidade global por Eng.º André Kirsten disponível em <<http://faq.altoqi.com.br/content/253/1125/pt-br/procedimentos-para-enrijecer-a-estrutura-e-atender-aos-requisitos-quanto-a-estabilidade-global.html>