

Jasmine de Jesus Reis

ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS ALTOS

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Federal de
Santa Catarina como exigência para
obtenção do título de Graduação do
Curso de Engenharia Civil
Orientador: Prof. Jano Coelho
D'Araújo

Florianópolis
2013

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Reis, Jasmine de Jesus

Estabilidade global em edifícios altos / Jasmine de Jesus Reis ; orientador, Jano Coelho D'Araújo - Florianópolis, SC, 2013.

103 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Estabilidade global. 3. Efeitos de segunda ordem. 4. P-Delta. 5. Gama-z. I. D'Araújo, Jano Coelho. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Jasmine de Jesus Reis

ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS ALTOS

Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte dos requisitos para Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil – TCC II.

Florianópolis, 27 de Novembro de 2013.

Banca Examinadora:

Prof.^a Daniel D. Loriggio, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Ronaldo Parisenti
Mestre em estruturas



Prof.^º Jano Coelho D'Araújo, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meus pais, Nilton e Vanilda, e aos meus irmãos Christiano e Gustavo, pelo amor, inspiração, apoio e carinho.

Ao meu namorado Luiz, pela paciência e incentivo constantes, pelo companheirismo e por ser meu principal pilar nessa caminhada.

À minha cunhada Priscila pela amizade e zelo e à todos que de alguma forma me ajudaram nessa trajetória.

Minha sincera gratidão ao Professor Jano Coelho D'Araújo, pela atenção, dedicação, paciência e ensinamentos durante a sua orientação.

“A alegria está na luta, na tentativa, no sofrimento envolvido e não na vitória propriamente dita.”
(Mahatma Gandhi)

RESUMO

O avanço das tecnologias e métodos computacionais permite que os edifícios atuais sejam cada vez mais altos. O conhecimento e aplicação das teorias de análise de segunda ordem global é essencial para os engenheiros civis. Neste trabalho é realizado um estudo sobre a estabilidade global em edifícios altos de concreto armado. São explicitados os diferentes métodos de análise estrutural, considerando as não linearidades física e geométrica com base no que prescreve a NBR 6118/2007. É apresentado o método de cálculo da ação do vento sobre as estruturas de acordo com a NBR 6123/1988. É realizado um estudo paramétrico em pórticos simplificados com auxílio do software SAP2000. São tiradas as conclusões sobre quais parâmetros têm maior influência nos deslocamentos horizontais da estrutura.

Palavras-chave: estabilidade global. efeitos de segunda ordem. P-Delta. Gama-z.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma: Estrutura básica das etapas do trabalho.....	27
Figura 2 - Gráfico momento-curvatura	31
Figura 3 - Efeitos globais de 2ª ordem.....	34
Figura 4 - Processo P-Delta - Barra isolada.....	40
Figura 5 - Cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos.....	43
Figura 6 - Evolução dos resultados de cálculo dos momentos fletores.....	44
Figura 7 - Exemplos de estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas	47
Figura 8 - Efeito básico do contraventamento	48
Figura 9 - Contraventamento dos edifícios altos.....	48
Figura 10 - Isopleias da velocidade básica V_0 (m/s)	50
Figura 11 - Fator topográfico $S_1(z)$	52
Figura 12 - Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	57
Figura 13 - Planta de fôrmas	63
Figura 14 - Pórtico 1	64
Figura 15 - Pórtico 1 - Carregamentos.....	67
Figura 16 - Caso 1 - Orientação dos pilares.....	68
Figura 17 - Estrutura deformada - Caso 1	68
Figura 18 - Diagrama de momentos fletores - Caso 1: Análise de 1ª Ordem.....	69
Figura 19 - Caso 2 - Orientação dos pilares.....	71
Figura 20 - Diagrama de momentos fletores - Caso 2: Análise de 1ª Ordem.....	72
Figura 21 - Pórtico 2 - Carregamentos.....	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator S2	55
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S3	55
Tabela 3 - Deslocamento nodais 1ª Ordem - Caso 1	69
Tabela 4 - Deslocamentos nodais 2ª Ordem - Caso 1	70
Tabela 5 - Comparação dos deslocamentos - Caso 1	71
Tabela 6 - Comparação dos deslocamentos - Caso 2	72
Tabela 7 - Comparação dos deslocamentos - Casos 1 e 2	73
Tabela 8 - Deslocamentos nodais (1 a 17) 1ª e 2ª Ordem - Caso 3	77
Tabela 9 - Deslocamentos nodais (18 a 22) 1ª e 2ª Ordem - Caso 3	78
Tabela 10 - Deslocamentos nodais (1 a 4) 1ª e 2ª Ordem - Caso 4	78
Tabela 11 - Deslocamentos nodais (5 a 22) 1ª e 2ª Ordem – Caso 4	79
Tabela 12 - Comparação dos deslocamentos – Casos 3 e 4	80
Tabela 13 - Deslocamentos nodais (1 a 9) 1ª e 2ª Ordem - Caso 5	82
Tabela 14 - Deslocamentos nodais (10 a 37) 1ª e 2ª Ordem - Caso 5	83
Tabela 15 - Deslocamentos nodais (38 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 5	84
Tabela 16 - Deslocamentos nodais (1 a 25) 1ª e 2ª Ordem - Caso 6	85
Tabela 17 - Deslocamentos nodais (26 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 6	86
Tabela 18 - Comparação dos deslocamentos nodais (1 a 25) - Força do vento .87	
Tabela 19 - Comparação dos deslocamentos nodais (26 a 42) - Força do vento 88	
Tabela 20 - Deslocamentos nodais (1 a 22) 1ª e 2ª Ordem - Caso 7	89
Tabela 21 - Deslocamentos nodais (23 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 7	90
Tabela 22 - Comparação dos deslocamentos nodais (1 a 23) - Casos 6 e 7	91
Tabela 23 - Comparação dos deslocamentos nodais (24 a 42) - Casos 6 e 7	92
Tabela 24 - Deslocamentos nodais (1 a 24) 1ª e 2ª Ordem - Caso 8	93
Tabela 25 - Deslocamentos nodais (25 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 8	94
Tabela 26 - Comparação dos deslocamentos nodais (1 a 25) - Casos 6 e 8	95
Tabela 27 - Comparação dos deslocamentos nodais (26 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Casos 6 e 8	96
Tabela 28 - Deslocamentos nodais máximos 1ª e 2ª Ordem - Caso 9	97
Tabela 29 - Deslocamentos nodais máximos 1ª e 2ª Ordem - Caso 10	98
Tabela 30 - Deslocamentos nodais máximos 1ª e 2ª Ordem - Caso 11	98

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	25
1.1 OBJETIVOS	26
1.1.1 Objetivo Geral	26
1.1.2 Objetivos Específicos	26
1.2 METODOLOGIA DE PESQUISA.....	26
1.2.1 Fluxograma: Estrutura básica das etapas do trabalho	27
1.2.2 Pesquisa bibliográfica e webgráfica	27
1.2.3 Definição do modelo simplificado de edifício a ser analisado	27
1.2.4 Estudo computacional	27
1.2.5 Interpretação dos dados	28
1.2.6 Conclusão	28
2 ESTABILIDADE GLOBAL	29
2.1 ANÁLISE LINEAR.....	29
2.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR.....	30
2.2.1 Não-linearidade física	30
2.2.2 Não-linearidade geométrica	33
2.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	33
2.3.1 Parâmetro de instabilidade α	35
2.3.2 Coeficiente γ e z	38
2.3.3 Processo P-Delta	39
2.4 ANÁLISE MATRICIAL	45
2.4.1 Matriz de rigidez da estrutura	45
2.5 ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO	46
2.6 AÇÃO DO VENTO.....	49
2.6.1 Quantificação da velocidade do vento	49
2.6.2 Quantificação da pressão dinâmica do vento	56
2.6.3 Quantificação da força do vento	56
3 SAP2000	59
3.1 O MODELO ESTRUTURAL.....	59

3.1.1 Unidades	59
3.1.2 Objetos e grupos	59
3.1.3 Sistemas de coordenadas.....	60
3.1.4 Propriedades	60
3.1.5 Funções	60
3.1.6 Padrões de carregamento.....	60
3.1.7 Casos de carregamento.....	61
3.1.8 Combinações de carregamentos	61
4 ESTUDO COMPUTACIONAL PARAMÉTRICO	63
4.1 PÓRTICO 1 – 5 PAVIMENTOS	64
4.1.1 Cálculo das forças devidas ao vento.....	65
4.1.2 Determinação das cargas atuantes	66
4.1.3 Caso 1.....	68
4.1.3.1 Análise de 1ª ordem	68
4.1.3.2 Análise de 2ª ordem – Processo P-Delta.....	70
4.1.3.3 Comparação dos resultados – Caso 1.....	70
4.1.4 Caso 2.....	71
4.1.4.1 Comparação dos resultados – Caso 2.....	71
4.1.5 Comparação entre o Caso 1 e o Caso 2.....	73
4.2 PÓRTICO 2 – 10 PAVIMENTOS	74
4.2.1 Cálculo das forças devidas ao vento.....	74
4.2.2 Determinação das cargas atuantes	75
4.2.3 Orientação dos pilares - Casos 3 e 4.....	77
4.2.4 Caso 3.....	77
4.2.5 Caso 4.....	78
4.2.6 Comparação entre o Caso 3 e o Caso 4.....	79
4.3 PÓRTICO 3 – 20 PAVIMENTOS	81
4.3.1 Cálculo das forças devidas ao vento.....	81
4.3.2 Estimativas de cargas atuantes.....	82
4.3.3 Orientação dos pilares.....	82

4.3.4 Caso 5.....	82
4.3.5 Recálculo da força do vento	84
4.3.6 Caso 6.....	84
4.3.7 Verificação – Ação do vento majorada x Ação do vento recalculada.	86
4.3.8 Caso 7.....	88
4.3.9 Comparação entre o Caso 6 e o Caso 7	91
4.3.10 Caso 8.....	92
4.3.11 Comparação entre o Caso 6 e o Caso 8	94
4.4 PÓRTICO 4 – 40 PAVIMENTOS.....	96
4.4.1 Cálculo da força do vento.....	97
4.4.2 Caso 9.....	97
4.4.3 Caso 10.....	98
4.4.4 Caso 11.....	98
5 CONCLUSÃO	101
REFERÊNCIAS	103

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento da tecnologia no campo da engenharia civil está possibilitando a construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos. Com isso, surge a necessidade de uma análise mais apurada na engenharia estrutural relacionada à estabilidade global desses edifícios e aos efeitos dos carregamentos de segunda ordem. Entretanto essa análise não é abordada de forma aprofundada durante a graduação, fato que me motivou para esta pesquisa, levando em conta a importância de se considerar os efeitos de segunda ordem no cálculo estrutural de um edifício alto em concreto armado.

Primeiramente, um edifício alto pode ser caracterizado pela especialidade que seus sistemas exigem em decorrência da altura. A partir do 30º andar, por exemplo, é recomendável fazer simulações em túnel de vento, já que este é um dos principais fatores geradores de efeitos de segunda ordem numa estrutura alta e esbelta.

Qualquer estrutura está sujeita à análise de estabilidade relacionada aos efeitos locais e globais. Pelo primeiro, observa-se o equilíbrio de cada elemento isolado, e o segundo considera-se os efeitos na estrutura como um todo. Ambos podem ser de primeira ordem ou segunda ordem.

Quando a estrutura recebe carregamentos horizontais, ela deforma-se, perdendo a configuração inicial. Se o edifício não é esbelto, essa configuração é mais facilmente recuperada após a retirada da carga, já que o carregamento vertical não gera momentos adicionais significativos. Tal situação caracteriza o efeito de primeira ordem, ou seja, o equilíbrio é analisado a partir da configuração geométrica inicial.

Uma estrutura alta e esbelta, ao receber um carregamento horizontal se deforma de tal maneira que as cargas verticais geram momentos adicionais significativos, que não existiam na geometria original, ou seja, esses momentos são gerados a partir da condição deformada, o que caracteriza o efeito de segunda ordem.

Nesta linha de pesquisa, serão utilizados modelos de pórticos planos para estudo da estabilidade do modelo simplificado de edifício escolhido, já que estes modelos representam a estrutura da edificação de forma satisfatória no que diz respeito à engenharia, conforme vários estudos já comprovaram, dispensando o uso de modelos mais complexos e custosos.

A presente pesquisa relaciona-se com análise de estabilidade global em edifícios altos. Neste trabalho serão apresentados os principais termos para o entendimento do assunto, assim como expor os objetivos gerais e específicos, a metodologia de pesquisa e a pesquisa bibliográfica

propriamente dita. Em seguida, será definido o software a ser utilizado, a planta de fôrmas simplificada do edifício a ser analisado e por fim, realizar-se-á o estudo paramétrico computacional dos pórticos planos previamente escolhidos.

1.1 OBJETIVOS

A seguir, serão relacionados os objetivos gerais e específicos deste trabalho.

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho é avaliar a importância do estudo da estabilidade global em edificações onde os efeitos de segunda ordem costumam ser determinantes no arranjo do cálculo estrutural e nas especificações construtivas.

1.1.2 Objetivos Específicos

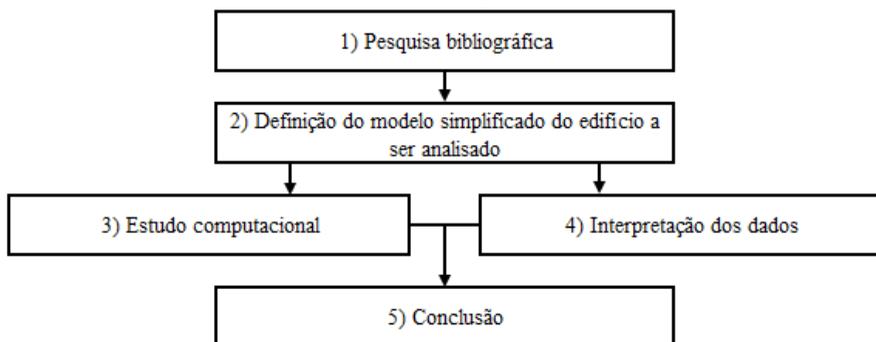
Este trabalho tem como objetivo específico a análise de estabilidade global de um modelo simplificado de edifício alto, tendo como base modelos de pórticos planos e a norma regulamentadora NBR 6118, que rege o projeto de estruturas de concreto armado no Brasil. Será utilizada a interpretação de dados gerados pelo software SAP2000 especializado em cálculo estrutural.

1.2 METODOLOGIA DE PESQUISA

A seguir, será delineada a metodologia da pesquisa ora proposta, especificando as etapas de trabalho, as fontes de consulta, ou seja, as bases que sustentarão a análise a ser feita.

1.2.1 Fluxograma: Estrutura básica das etapas do trabalho

Figura 1 - Fluxograma: Estrutura básica das etapas do trabalho



Fonte: Desenvolvido pela autora

1.2.2 Pesquisa bibliográfica e webgráfica

Apresentar-se-á a pesquisa bibliográfica e webgráfica que será realizada por intermédio de consulta a artigos e sites relacionados, trabalhos anteriores, dissertações, livros e normas que abranjam o tema. Tendo como objetivo o adequado embasamento teórico para a interpretação dos dados obtidos. (Capítulo 2).

1.2.3 Definição do modelo simplificado de edifício a ser analisado

Ter-se-á em vista o estudo de um edifício considerado alto, pois o principal critério para escolha dos pórticos planos será a suscetibilidade de ocorrência de esforços de segunda ordem que possam interferir na estabilidade global da estrutura. (Capítulo 4).

1.2.4 Estudo computacional

Nesta etapa será desenvolvido o estudo computacional paramétrico dos pórticos previamente selecionados, objetivando salientar as diferenças entre os resultados obtidos com a modificação dos parâmetros estruturais em cada caso. (Capítulos 3 e 4).

1.2.5 Interpretação dos dados

A interpretação dos dados será feita em paralelo ao estudo computacional, levando-se em conta que um item depende do outro para que o trabalho se desenvolva. Esta etapa nada mais é que a tradução dos dados fornecidos pelo programa computacional, para que se possam ponderar as necessidades seguintes do estudo e também discorrer sobre a significância destes dados na estabilidade global da estrutura. (Capítulo 4).

1.2.6 Conclusão

Na conclusão espera-se apresentar como os diferentes parâmetros estruturais podem afetar na estabilidade global de um edifício considerado alto, demonstrando assim a importância de se considerar os efeitos de segunda ordem no cálculo estrutural. (Capítulo 5).

2 ESTABILIDADE GLOBAL

A análise estrutural é a etapa do projeto estrutural que visa prever como a estrutura a ser construída se comportará durante seu horizonte de projeto, levando em conta a verificação dos estados limites últimos e de utilização a partir dos dados obtidos sobre as solicitações às quais a estrutura estará submetida.

A análise estrutural deve ser feita de forma local e também global, quando se considera a estrutura como um todo, no caso de os carregamentos e deformações na estrutura interferirem de forma global na sua estabilidade. Como observa-se em muitas estruturas concebidas atualmente, consequência da alta demanda e pouca oferta de espaço destinado à construção nos grandes centros.

Neste capítulo serão apresentados os conceitos básicos para o bom entendimento, consideração e quantificação dos efeitos globais de segunda ordem nas estruturas.

2.1 ANÁLISE LINEAR

A análise linear é definida como:

A análise de uma estrutura é dita linear quando admite-se o comportamento elástico-linear para os materiais e quando a estrutura sofre deslocamentos suficientemente pequenos, tais que a mudança na geometria e nos pontos de aplicação das cargas não altere os resultados obtidos. (BANKI, 1999, p. 36).

O conceito de linearidade física é definido pela lei de Hooke, que diz que a relação entre as tensões e as deformações do material será sempre linear. Com isto a análise estrutural é feita sob o ponto de vista da estrutura não deformada.

Conforme prevê a NBR 6118/2007, no item 14.5.2, na análise linear global as características geométricas podem ser determinadas através da seção bruta dos elementos estruturais em concreto armado e na análise linear local a fissuração deve ser considerada para o cálculo dos deslocamentos. A norma também pontua que as análises lineares são normalmente empregadas para a verificação do estado limite de utilização, podendo ser estendido para a verificação do estado limite

último, com a premissa de que se assegure a ductilidade dos elementos estruturais.

2.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Em estruturas de concreto armado é necessário se levar em conta a não linearidade física e/ou geométrica na análise, pois sabe-se que o material constituinte não possui comportamento elástico perfeito e que em edifícios altos surgirão ações advindas do deslocamento horizontal da estrutura. Assim, deve-se sempre considerar a influência da não linearidade física e da não linearidade geométrica na configuração final de equilíbrio da estrutura em estudo para que se possa obter uma análise segura. (PINTO & RAMALHO, 2002).

A NBR 6118/2007, no item 14.6.6, define que a análise não linear pode ser utilizada nas verificações de estados limites últimos e estados limites de serviço

Nos itens a seguir serão tratados a respeito das não-linearidades física e geométrica.

2.2.1 Não-linearidade física

A linearidade física de cada um dos materiais e do conjunto, está diretamente ligada ao seu módulo de elasticidade (E). No caso do material linear, admite-se que seu módulo de elasticidade será sempre o mesmo, ou seja, o concreto deformará sempre proporcionalmente à tensão aplicada sobre ele. Já no caso do material não-linear, seu módulo de elasticidade, e conseqüentemente sua rigidez (EI), admitirá diferentes valores, logo a previsão da deformada torna-se muito mais complexa que na forma linear.

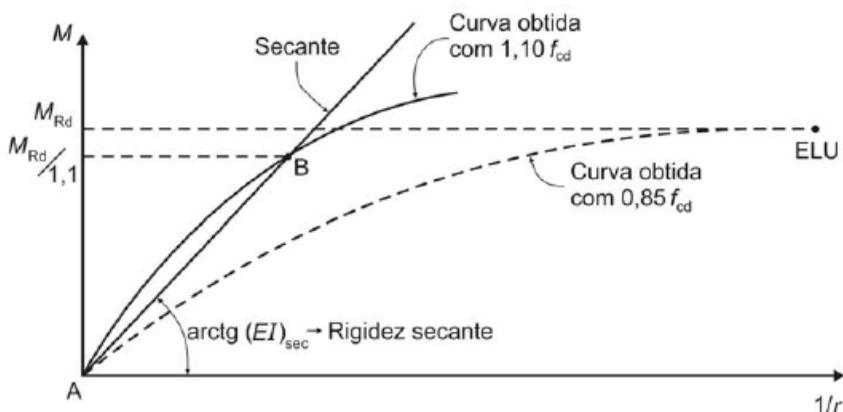
Estudando-se o diagrama de tensão-deformação na compressão do concreto, pode-se observar nitidamente o seu comportamento não linear. Também é válido ressaltar que a resistência do concreto à tração é por vezes desprezada por ser muito baixa se comparada à sua resistência à compressão. (BANKI, 1999).

No caso do concreto armado, vários efeitos contribuem para a não-linearidade física do material, como os efeitos da fissuração, da fluência, o escoamento da armadura, além de outros efeitos que representam menor grau de contribuição. (PINTO & RAMALHO, 2002).

A NBR 6118/2007, no item 15.3.1, define que através do gráfico momento-curvatura para cada seção, pode-se considerar o principal efeito

causador da não-linearidade física, para armadura suposta conhecida. Conforme a Figura 2.

Figura 2 - Gráfico momento-curvatura



Fonte: ABNT, NBR 6118/2007, p.90

A respeito do gráfico momento-curvatura:

A curva AB cheia, que, a favor da segurança, pode ser linearizada pela reta AB, é utilizada no cálculo das deformações.

A curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço, é utilizada somente para definir os esforços resistentes M_{Rd} e N_{Rd} (ponto de máximo).

A reta AB é caracterizada pela rigidez secante $(EI)_{sec}$, que pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua. (ABNT, NBR6118/2007, p. 90).

Porém, torna-se extremamente trabalhoso atender ao procedimento apresentado sem o auxílio de um computador. Logo, com o fim de simplificação, a NBR 6118/2007, no item 15.7.3, tolera que se faça uma análise linear ajustada para considerar a não-linearidade física de forma aproximada no estudo dos esforços globais de segunda ordem, desde que se trate da análise de estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares.

Neste caso, o ajuste é feito através de um coeficiente redutor, que tem por objetivo representar a variação da rigidez do elemento, possibilitando que se estime a não-linearidade física e seus efeitos.

Existem diferentes coeficientes para diferentes elementos estruturais, todos explicitados na NBR 6118/2007, no item 15.7.3, e listados a seguir:

$$\text{Em lajes:} \quad (EI)_{sec} = 0,3 \times E_{ci}I_c \quad (2.1)$$

$$\text{Em vigas:} \quad (EI)_{sec} = 0,4 \times E_{ci}I_c \text{ quando } A'_s \neq A_s \quad (2.2)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \times E_{ci}I_c \text{ quando } A'_s = A_s \quad (2.3)$$

$$\text{Em pilares:} \quad (EI)_{sec} = 0,8 \times E_{ci}I_c \quad (2.4)$$

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

A'_s é a área da seção transversal da armadura negativa (longitudinal de compressão).

A_s é a área da seção transversal da armadura positiva (longitudinal de tração).

Ainda de acordo com a NBR 6118/2007, item 15.7.3, quando a estrutura de contraventamento (estrutura que tem por finalidade dar estabilidade ao prédio) for constituída apenas por vigas e pilares e γ_z (será definido no item 5.2) for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares por:

$$\bullet \quad (EI)_{sec} = 0,7 \times E_{ci}I_c \quad (2.5)$$

Salienta-se que, na realidade, cada lance de pilares de um edifício, por exemplo, terá um valor de rigidez diferente dos demais, porém a Norma adota os valores aproximados como sendo uma média que representa de forma aceitável a rigidez dos pilares da estrutura como um todo. Razão pela qual, só se pode utilizar tais aproximações para a análise global e nunca para a análise local. (MONCAYO, 2011).

Para a análise local, a NBR 6118/2007 considera a não-linearidade física de forma diferenciada, através dos métodos descritos no item 15.8.

As limitações para utilização dos coeficientes redutores presentes na Norma, quanto à estrutura ser reticulada com mais de quatro andares, se justificam pelo fato de não haverem estudos referentes à estruturas reticuladas com três pavimentos ou menos, porém, sabe-se da grande propensão de que os coeficientes sejam menores. Fazendo-se

necessárias, portanto, pesquisas específicas no assunto. (MONCAYO, 2011).

2.2.2 Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica está relacionada à deformada da estrutura ao receber carregamentos horizontais. Essa deformação cria excentricidades nos pontos de aplicação das cargas verticais, gerando momentos os quais não existiam na geometria inicial, esses efeitos são conhecidos como efeitos de segunda ordem. (RIBEIRO, 2010).

Sobre os efeitos de segunda ordem, a NBR 6118/2007, no item 15.2, define que estes devem ser somados aos de primeira ordem (estrutura indeformada) quando esses representarem um acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações da estrutura. Desta forma, impele-se à necessidade de análise da estrutura deformada, além da estrutura na sua geometria inicial.

2.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE 2ª ORDEM

A análise da estabilidade global na estrutura pode ser realizada através do cálculo dos parâmetros de estabilidade, definidos pela NBR 6118/2007. Deve-se primeiro definir se a estrutura é classificada como estrutura de nós fixos (quando os efeitos de segunda ordem são desprezáveis) ou como estrutura de nós móveis (quando os efeitos de segunda ordem são significativos), para tanto, tem-se que:

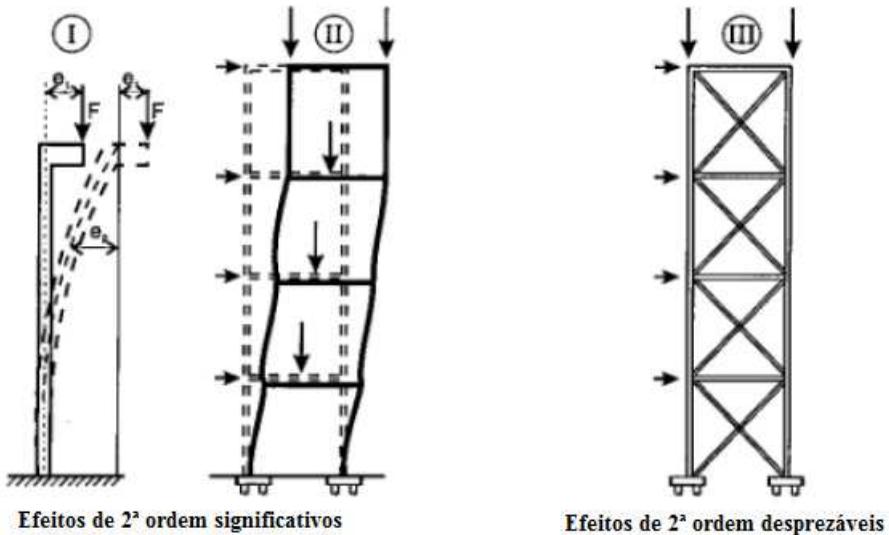
As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, como de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezáveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos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

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados. (ABNT, NBR 6118/2007, p. 91).

Existem subestruturas que apresentam grande rigidez às ações horizontais aplicadas na estrutura como um todo. À essas subestruturas se dá o nome de subestruturas de contraventamento, podendo estas serem classificadas como de nós fixos ou nós móveis da mesma forma definida anteriormente. Os demais elementos são chamados de elementos contraventados. (ABNT, NBR 6118/2007). Este assunto será mais profundamente abordado no item 2.5.

A Figura 3 a seguir exemplifica os efeitos globais de 2ª ordem.

Figura 3 - Efeitos globais de 2ª ordem



Fonte: adaptado de Fusco (1995)

A figura anterior é definida por Fusco (1995, p. 366) como segue:

No detalhe (I) da Fig. (12.1-b) está mostrado como os momentos fletores $F e_1$ de 1ª ordem ficam acrescidos dos momentos fletores $F e_2$ de 2ª ordem.

Como se indica no detalhe (II), nas estruturas altas desprovidas de elementos de contraventamento, os esforços de 2ª ordem podem ser muito elevados, surgindo até o risco de colapso global da construção.

No detalhe (III) dessa figura, mostra-se que a presença de elementos estruturais de grande rigidez pode tornar desprezíveis os efeitos de 2ª ordem.

A partir das definições anteriores, torna-se necessário explicitar o que são os efeitos de 2ª ordem locais e localizados mesmo que tais efeitos não sejam o escopo principal deste trabalho, acabam se tornando uma peça fundamental para o seu desenvolvimento.

Em comparação aos efeitos globais de 2ª ordem, que são decorrentes dos deslocamentos horizontais advindos da aplicação de cargas horizontais e verticais na estrutura, os efeitos locais de 2ª ordem são consequência da não possibilidade construtiva de uma execução perfeita da estrutura, no que se diz respeito, por exemplo, aos encontros dos eixos dos pilares que não se mantém retilíneos. Já os efeitos localizados de 2ª ordem são aqueles encontrados em pilares-parede, nas regiões de não retileinidade maior do que a do eixo do pilar como um todo.

É necessário salientar que as estruturas de nós fixos também se deformam, porém de forma que não se torna necessário considerar os efeitos de segunda ordem, e também as estruturas de nós móveis não se deformam de forma excepcional, são apenas assim chamadas por definirem que estas deformações produzem efeitos de segunda ordem significativos para a estabilidade da estrutura. (MONCAYO, 2011).

A NBR 6118/2007 apresenta dois parâmetros que podem ser utilizados para a verificação da necessidade de consideração dos efeitos globais de 2ª ordem, possibilitando a classificação da estrutura como sendo de nós fixos ou nós móveis sem que seja preciso cálculo rigoroso. A seguir, serão apresentados estes dois parâmetros e o processo P-Delta.

2.3.1 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro de instabilidade foi primeiramente apresentado por Beck e König, em 1967, com base na teoria de Euler e foi posteriormente definido como parâmetro de instabilidade por Franco, em 1985. (WORDELL, 2003).

O cálculo do parâmetro de instabilidade α é um dos métodos apresentados pela norma NBR 6118/2007 para definir a estabilidade global de estruturas, porém este parâmetro não estima os efeitos de segunda ordem. Nesse caso, a estrutura é vista como um meio elástico, não sendo considerada a fissuração dos elementos. (MONCAYO, 2011).

O cálculo do parâmetro α se dá pela fórmula abaixo, fornecida pela NBR 6118/2007 p.92:

$$\alpha = H_{total} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (2.6)$$

Onde, H_{total} é a altura total da estrutura, contada a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

N_k é a soma do valor característico de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{total}).

$E_{cs} I_c$ é a soma dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Para estruturas de pórticos, 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. Sendo que o valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal;

- calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo. (ABNT, NBR 6118/2007, p. 92).

De acordo com a NBR 6118/2007, o módulo de elasticidade secante E_{cs} é definido como 85% do módulo de deformação tangente inicial E_{ci} que é estimado utilizando-se a expressão abaixo:

$$E_{ci} = 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (2.7)$$

Sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto em MPa.

Logo, o valor de α encontrado é comparado ao valor α_1 , definido pela equação 2.8 abaixo, fornecida pela NBR 6118/2007, de tal forma que

se α for menor que α_1 a estrutura é classificada como de nós fixos, e se α for maior ou igual a α_1 a estrutura passa a ser considerada de nós móveis.

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0,2 + 0,1 \times n, & \text{se } n \leq 3 \\ 0,6, & \text{se } n \geq 4 \end{cases} \quad (2.8)$$

Onde, n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Para o valor α_1 encontrado, define-se que:

O valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser aumentado para $\alpha_1 = 0,7$ no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para $\alpha_1 = 0,5$ quando só houver pórticos. (ABNT, NBR 6118/2007, p. 92).

Percebe-se, que a NBR 6118/2007 não prevê outros tipos de combinações em que as contribuições de cada tipo de contraventamento variem, no que diz respeito à rigidez total do edifício. (RIBEIRO, 2010).

O parâmetro de instabilidade, na prática, não é tão utilizado quanto o coeficiente γ_z , pois esse não se aplica a estruturas que apresentem deformações horizontais significativas ou que sejam significativamente assimétricas, enquanto este nos possibilita estimar os esforços de segunda ordem e com isto os esforços globais finais. (MONCAYO, 2011).

Pode-se dizer que o parâmetro α possui certa deficiência quando se tratam de estruturas cuja rigidez varia ao longo da sua altura. Ele correlaciona apenas o deslocamento obtido no topo de um pilar equivalente, não levando em conta outros pavimentos que podem estar posicionados acima do objeto do cálculo, como casas de máquinas e reservatório. Ainda, tem-se que a deformação do pilar equivalente (engastado na base e livre no topo) acaba divergindo muito da deformada real da estrutura. (SANTURIAN, 2008).

Observa-se que o parâmetro α serve apenas para demonstrar ao projetista a sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem, objetivando definir se eles podem ser desprezados ou não. Caso conclua-se que devem ser considerados os esforços adicionais, vê-se a necessidade

de se utilizar outro método que quantifique o acréscimo desses esforços de segunda ordem.

2.3.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z foi apresentado por Franco e Vasconcelos, em 1991, com a finalidade avaliar de forma simples a estabilidade global de uma estrutura em concreto armado. Ele nos fornece uma estimativa dos valores de esforços de segunda ordem atuantes na estrutura, através da majoração dos esforços de primeira ordem. (MONCAYO, 2011).

Este coeficiente é calculado a partir da fórmula 2.9 a seguir, definida pela norma NBR 6118/2007 p.93, e só se faz válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{total,d}}{M_{1,total,d}}} \quad (2.9)$$

Onde,

$\Delta M_{total,d}$ é a soma dos valores de cálculo de todas as cargas verticais aplicadas na estrutura multiplicadas pelos respectivos deslocamentos dos seus pontos de aplicação obtidos na análise de primeira ordem;

$M_{1,total,d}$ é chamado de momento de tombamento, que é a soma de todos os momentos gerados pela aplicação das cargas horizontais na estrutura em relação à sua base.

Pode-se relacionar o valor de γ_z encontrado com a magnitude dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira ordem aos quais a estrutura está submetida. Por exemplo, para $\gamma_z = 1,05$ tem-se que os efeitos de segunda ordem correspondem a aproximadamente 5% do valor dos efeitos de primeira ordem.

Considera-se ainda, de acordo com a norma, a estrutura como sendo de nós fixos se γ_z for menor ou igual a 1,1, e a estrutura como sendo de nós móveis se γ_z for maior que 1,1 e menor ou igual a 1,3, devendo ser respeitado o valor máximo igual a 1,3 estabelecido para a aplicação do método simplificado. (ABNT, NBR 6118/2007).

Sobre os limites do coeficiente γ_z , foi observado que:

..o limite do coeficiente γ_z é 1,30, e como já se pode perceber, valores acima disso revelam que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado, ou seja, é uma estrutura instável e impraticável. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável. (MONCAYO, 2011, p. 33).

Pinto & Ramalho (2002 apud MONCAYO 2011), através de um processo mais rigoroso de consideração da não linearidade geométrica por alterações incrementais da matriz de rigidez, concluíram que a utilização do coeficiente γ_z é satisfatória desde que o limite estabelecido por Franco & Vasconcelos (1991 apud MONCAYO 2011) igual a 1,2 seja obedecido, devendo ser evitado um valor superior.

Para valores do parâmetro entre 1,15 e 1,20, notaram que os acréscimos dos esforços de primeira ordem para segunda ordem começam a destoar em 3% contra a segurança, sendo que acima de 1,20 as diferenças começam a aumentar para valores acima de 5%. Acima de 1,30 aparecem diferenças contra a segurança da ordem de 7%. (PINTO & RAMALHO 2002 apud MONCAYO 2011).

Pinto, Corrêa & Ramalho (2005 apud MONCAYO 2011) chegaram a uma nova conclusão definindo que o coeficiente pode ser estendido até 1,25, devendo ser evitados valores acima disto.

Segundo a NBR 6118/2007, p. 94, é possível estimar os esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) multiplicando-se os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \times \gamma_z$.

A respeito dos parâmetros apresentados, Santurian (2008, p. 11) diz que:

O uso de critérios simplificados para a avaliação dos efeitos de 2ª ordem deve ser pouco a pouco substituído por processos que considerem a não linearidade geométrica da estrutura.

2.3.3 Processo P-Delta

Segundo Lopes (2005 apud MONCAYO 2011, p.51):

P-Delta é um efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais, ou seja, forças na direção longitudinal

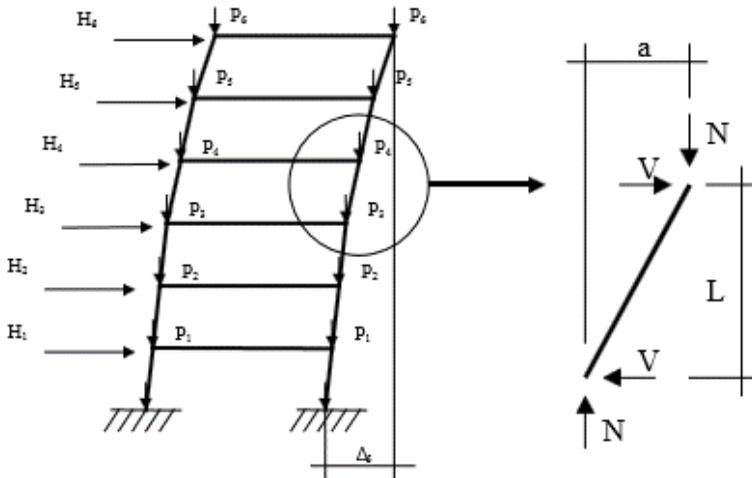
da peça. Pode-se dizer que é um processo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento (Δ).

Banki (1999, p. 67) apresenta o processo P-Delta de forma simplificada para entendimento inicial da seguinte forma:

A consideração da parcela $P\Delta$ do comportamento não linear geométrico de uma estrutura pode ser considerada imediata. Separando-se uma barra da estrutura na sua condição deformada, nota-se o desvio Δ na aplicação da carga, considerada entre duas extremidades. Ao invés de incluir explicitamente a modificação da geometria na análise da estrutura, pode-se simplificar muito o processo substituindo o momento adicional causado pela excentricidade $P\Delta$ por um binário de cargas horizontais auto-equilibradas.

Banki (1999) ainda apresenta a Figura 4 seguir para melhor explicar a ideia do processo.

Figura 4 - Processo P-Delta - Barra isolada



Fonte: Banki (1999)

Sobre a Figura 4, BANKI (1999) explica que a cada barra da estrutura, são acrescentadas cargas horizontais fictícias (V) em suas

extremidades, calculadas através da lógica do equilíbrio das forças, como demonstra a equação 2.10 a seguir:

$$V = \frac{N \times a}{L} \quad (2.10)$$

Onde:

L é a extensão da barra

N é a carga normal atuante

a é o deslocamento relativo entre as extremidades da barra

V é a força horizontal fictícia a ser acrescentada na análise

Fusco (1981) salientou a dificuldade inerente à aplicação prática de uma análise não linear exata para verificação da segurança contra a instabilidade em pórticos hiperestáticos. Para tanto, apresentou um método de cálculo para o caso de pórticos múltiplos com barras perpendiculares entre si, chamado à época de “Cálculo Rigoroso de Pórticos Hiperestáticos”, sendo este o hoje conhecido processo P-Delta.

O processo baseia-se em aproximações sucessivas, onde inicialmente analisa-se a estrutura considerando-se apenas os esforços de primeira ordem, obtendo-se assim os deslocamentos horizontais nos andares. Em seguida, repete-se o anterior, agora levando em conta os deslocamentos encontrados na primeira etapa, porém cabe ressaltar que a análise é realizada através da configuração inicial do pórtico, substituindo-se os efeitos de segunda ordem por efeitos de primeira ordem equivalentes através de cargas horizontais suplementares. (FUSCO, 1981).

Com isto, as etapas são repetidas sucessivamente calculando-se os deslocamentos horizontais dos diferentes andares até que se julgue suficiente. (FUSCO, 1981). Sendo que, em cada etapa, a rigidez de cada barra da estrutura deve ser avaliada em função dos esforços encontrados na etapa anterior, como mostra a Figura 5 (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN 1977 apud FUSCO 1981).

Admitindo-se que todos os nós sejam articulados, pode-se calcular a força horizontal de sustentação, para cada nó, através da fórmula 2.11 (FUSCO, 1981, p. 368):

$$H_i = \frac{\Delta a_i}{h_i} \sum_{j=1}^p N_{j,i} - \frac{\Delta a_{i-1}}{h_{i-1}} \sum_{j=1}^p N_{j,i-1} \quad (2.11)$$

Onde:

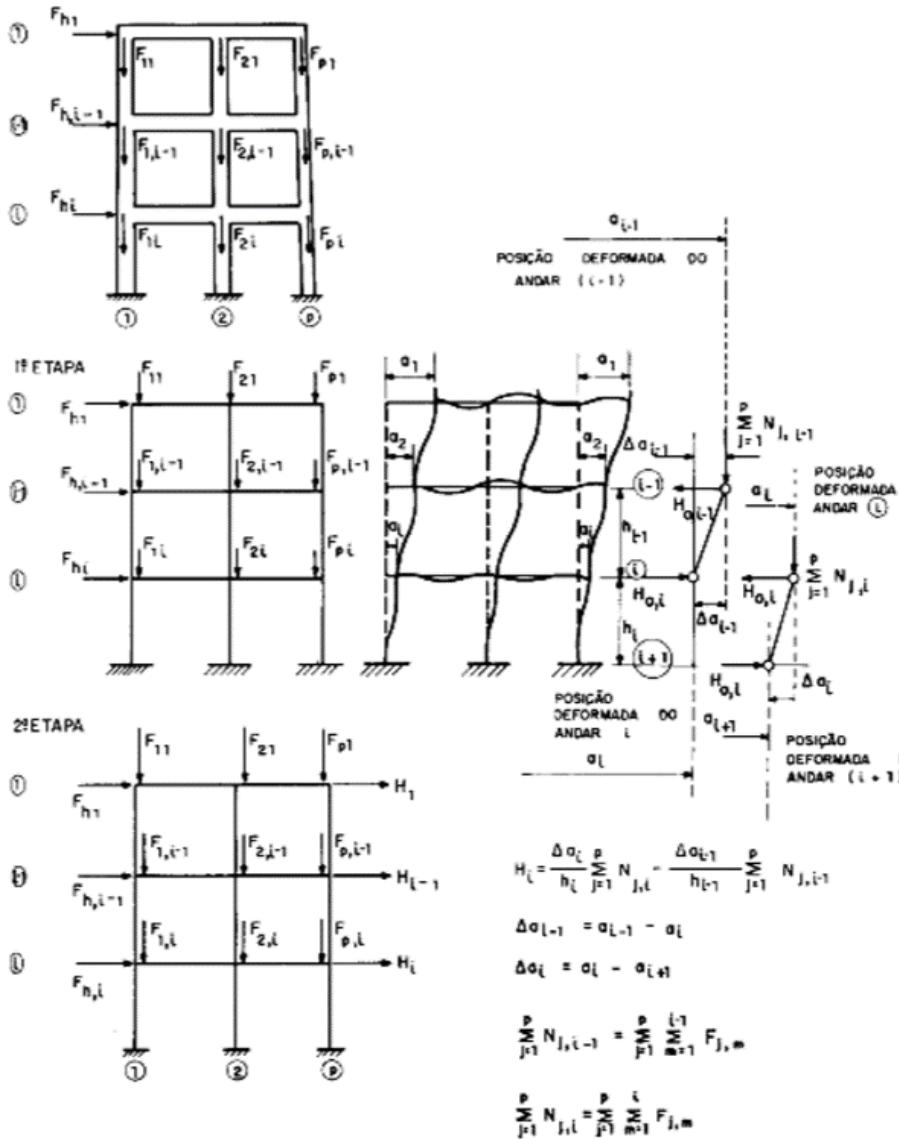
Δa_i é o deslocamento relativo do andar i ;

h_i é a altura do andar i ;

$N_{j,i}$ é a força normal de cálculo do pilar j , no andar i ;

p é o número de pilares.

Figura 5 - Cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos



Fonte: Fusco (1981)

Ainda de acordo com Fusco (1981), quando os deslocamentos a_i dos andares e as respectivas forças fictícias H convergirem para valores finitos, a estrutura será classificada como estável.

Assim, pode-se acelerar o processo de determinação dos momentos fletores finais baseando-nos na equação 2.12 (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN 1977 apud FUSCO 1981, p. 368) apresentada a seguir:

$$M = \frac{M_1}{1 - \frac{M_2 - M_1}{M_1}} \quad (2.12)$$

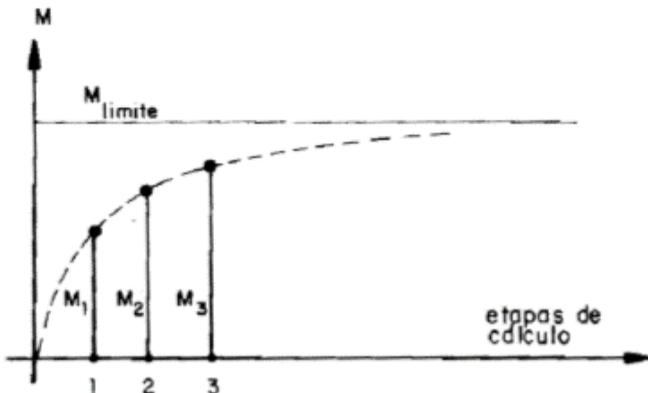
Onde:

M é o momento fletor final;

M_1, M_2 são os momentos fletores calculados numa dada seção da estrutura.

A evolução dos resultados dos cálculos dos momentos fletores nas sucessivas etapas pode ser demonstrado pela Figura 6 a seguir:

Figura 6 - Evolução dos resultados de cálculo dos momentos fletores



Fonte: Adaptada de Fusco (1981)

No que se refere à normalização, o processo P-Delta é descrito no Anexo L da NBR 8800/2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

2.4 ANÁLISE MATRICIAL

Segundo Livesley (1964 apud BANKI 1999, p. 37) as vantagens do uso da notação matricial na análise estrutural são:

- Do ponto de vista teórico, permite enunciar métodos de análise de uma forma compacta e precisa, mas, ao mesmo tempo, bastante genérica. Facilita, portanto, o tratamento da teoria estrutural como um conjunto único, sem que seus princípios fundamentais sejam obscurecidos por questões computacionais ou por diferenças físicas entre tipos de estruturas.
- Do ponto de vista prático, fornece uma metodologia sistemática de análise de estruturas que constitui-se em base extremamente adequada para uma implementação computacional.

Podem ser utilizados dois métodos para a resolução de estruturas através da análise matricial: o Método dos Deslocamentos e o Método das Forças. Sendo que a diferença entre os dois métodos é a incógnita considerada, podendo ela representar os esforços ou os deslocamentos. (BANKI, 1999). Os dois métodos não serão detalhados, pois tal explicação não faz parte do escopo deste trabalho.

Os procedimentos computacionais, na maioria dos casos, se utilizam do Método dos Deslocamentos por constituir um algoritmo único e de fácil estruturação.

2.4.1 Matriz de rigidez da estrutura

A matriz de rigidez da estrutura representa suas propriedades físicas e geométricas e é obtida através da superposição das matrizes de rigidez das barras que a compõem. (BANKI, 1999). Sendo que a lógica da análise matricial segue sempre a seguinte equação:

$$\{F\} = [K].\{\delta\} \quad (2.13)$$

Onde,

$\{F\}$ é o vetor de forças nodais externas;

$[K]$ é a matriz de rigidez global;

$\{\delta\}$ é o vetor de deslocamentos nodais.

De maneira simplificada, as forças aplicadas na estrutura serão iguais aos deslocamentos provocados multiplicados pela sua rigidez.

2.5 ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

Após a análise dos efeitos de segunda ordem, pode-se constatar a necessidade de aumento na rigidez do edifício por consequência da extrapolação dos valores limites admitidos para os índices de estabilidade global. As estruturas de contraventamento são previstas nestes casos para reduzir os efeitos de segunda ordem, garantindo a estabilidade da estrutura.

Fusco (1995, p. 366) chama atenção para esta necessidade:

Na organização do arranjo geral das estruturas dos edifícios altos, é imprescindível então que os pilares usuais sejam contraventados por elementos estruturais, suficientemente rígidos para garantir a estabilidade global da construção.

Como explicado brevemente no item 2.3, os componentes estruturais podem ser classificados como contraventados ou de contraventamento quando se leva em conta a influência nos efeitos globais.

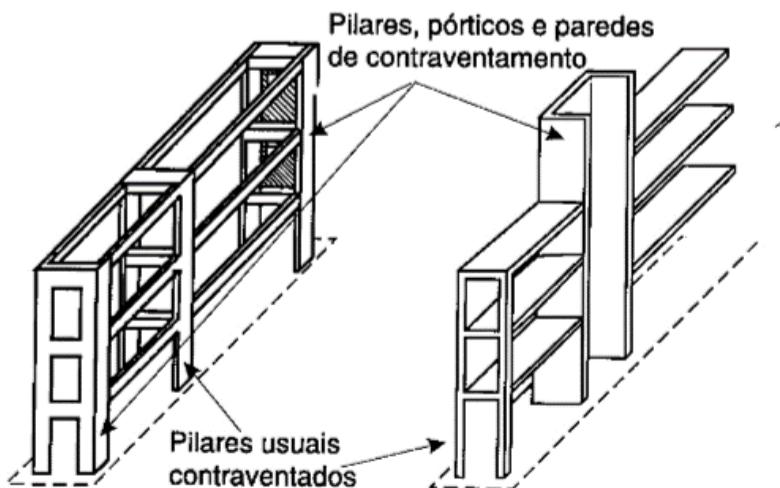
Durante muitas décadas, as próprias paredes de alvenaria funcionavam como elementos de contraventamento devido aos pequenos vãos das vigas. Porém com o passar dos anos e o aumento das tecnologias construtivas, esses vãos foram sendo aumentados e as alvenarias sendo eliminadas, ficando apenas para o esqueleto de concreto armado a função de dar estabilidade aos edifícios altos. Logo, é preciso definir claramente quais serão as estruturas de contraventamento do edifício, normalmente formadas com o auxílio dos pilares e paredes que compõem as caixas das escadas e os poços dos elevadores, como pode-se observar na Figura 7. (FUSCO, 1995).

Sobre a disposição dessas estruturas de contraventamento, Pereira & Ramalho (2007, p. 20) afirmam que:

...quando as estruturas, principalmente as dos edifícios muito esbeltos, tendem a apresentar deslocabilidade que conduzem à extrapolação dos limites admissíveis para os parâmetros de instabilidade, algumas vezes tem-se buscado a utilização de determinados arranjos estruturais,

como estruturas tubulares e inclusão de barras diagonais, com o intuito de obter-se uma redução dos deslocamentos. Uma das opções mais comuns é a utilização de núcleos estruturais, ou núcleos de rigidez, que são a combinação tridimensional de pilares-parede formando uma seção aberta.

Figura 7 - Exemplos de estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas

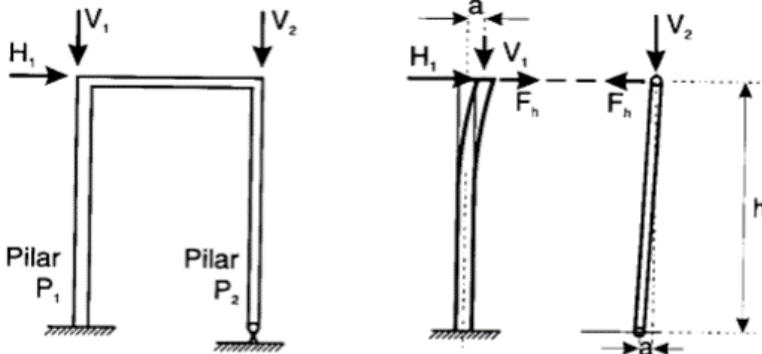


Fonte: Fusco (1995)

De forma simples, Fusco (1995, p. 367) explica como funcionam as estruturas de contraventamento através da Figura 8:

Admitindo que as vigas e lajes que ligam horizontalmente os dois pilares sejam praticamente indeformáveis, o pilar P_2 fica sustentado pelo pilar P_1 . A força F_h de contraventamento permite que o pilar P_2 trabalhe apenas à força normal. Por sua vez, a força F_h de contraventamento vai agravar os esforços do pilar P_1 , somando-se aos esforços diretamente aplicados a esse pilar de contraventamento.

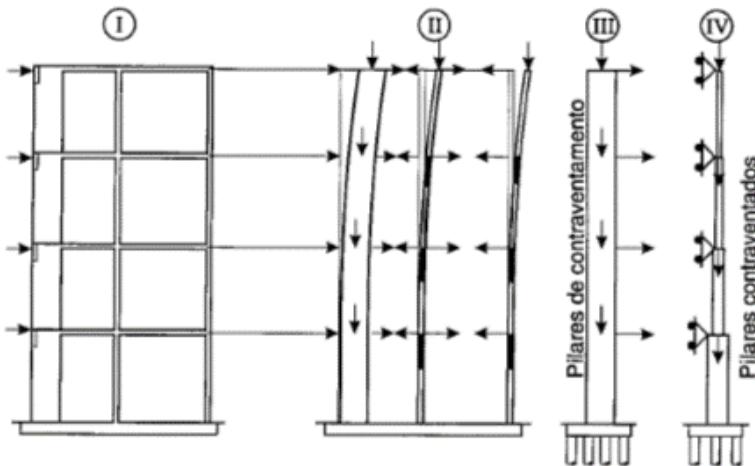
Figura 8 - Efeito básico do contraventamento



Fonte: Fusco (1995)

Fusco (1995) ainda indica que os pilares contraventados podem ser considerados como se tivessem seus deslocamentos horizontais impedidos por apoios indeslocáveis em todos os andares, devido à rigidez dos pilares de contraventamento, como mostra a Figura 9.

Figura 9 - Contraventamento dos edifícios altos



Fonte: Fusco (1995)

É preciso observar que, nesta definição, Fusco (1995) considera os pilares de contraventamento como sendo engastados somente na fundação

e que devem ser tratados como peças em balanço recebendo todos os carregamentos horizontais aplicados diretamente na edificação e também todas as forças horizontais de contraventamento responsáveis pelo equilíbrio dos pilares contraventados.

Em edifícios altos, torna-se de fundamental importância o contraventamento adequado dos pilares, de maneira tal que os esforços de contraventamento que equilibram os pilares contraventados possam se transmitir desde os elementos contraventados através das lajes e vigas de cada andar até os elementos de contraventamento. (FUSCO, 1995).

2.6 AÇÃO DO VENTO

Quando um edifício é submetido à ação lateral do vento, é sabido que toda a sua estrutura é mobilizada, dependendo da rigidez de cada elemento a dimensão dos esforços internos desenvolvidos. (PEREIRA & RAMALHO, 2007)

A ação do vento nas edificações depende basicamente de dois fatores: os fatores meteorológicos e os fatores aerodinâmicos. Os fatores meteorológicos consideram a rugosidade e o tipo de terreno, a altura e o local da edificação e o tipo de ocupação na região. Já os fatores aerodinâmicos envolvem a forma do edifício, pois o comportamento do vento dependerá diretamente da forma da superfície na qual ele agir. A seguir será apresentado o método básico de cálculo destes fatores e, por consequência, a ação do vento, encontrado na NBR 6123/1988: Forças devidas ao vento em edificações. Para modelos mais aprofundados pode-se tomar a mesma norma como fonte de pesquisa.

2.6.1 Quantificação da velocidade do vento

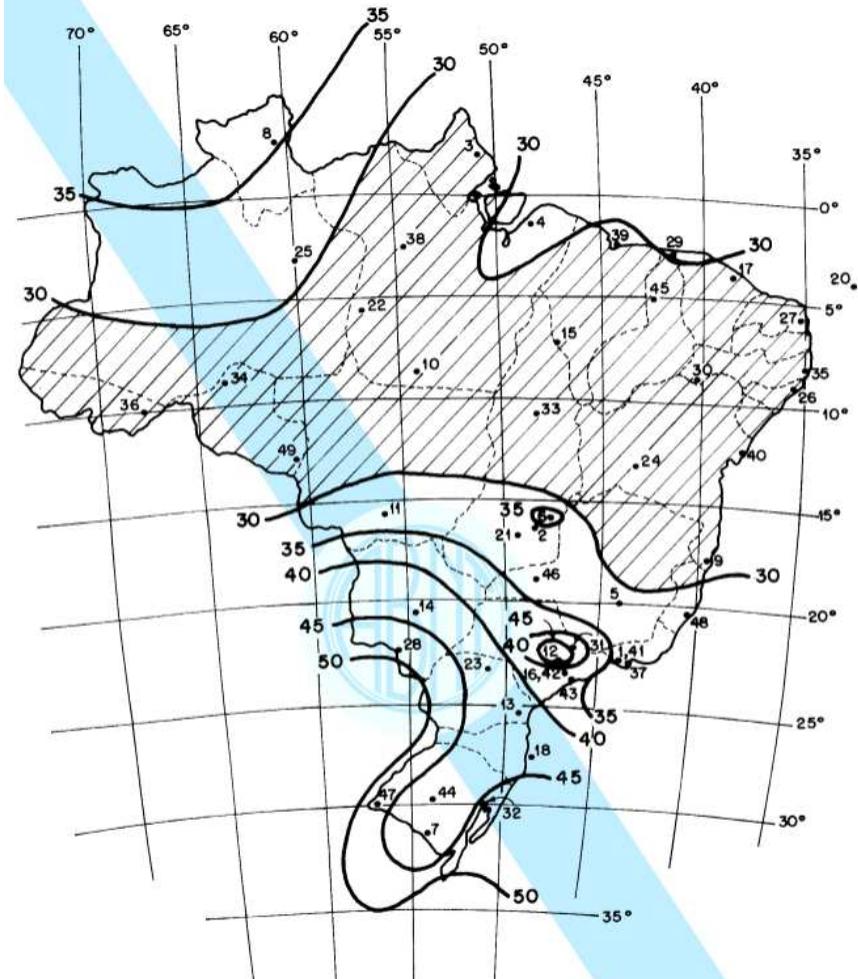
É necessário salientar, que a velocidade do vento não é igual para diferentes locais. Para tanto, a NBR 6123/1988 indica uma velocidade básica do vento, V_0 , que depende da região do Brasil em que está a edificação a ser estudada, como mostra a Figura 10. Sobre esta velocidade, a NBR 6123/1988 define que é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano. Podendo ela atuar em qualquer direção horizontal.

Para edifícios vultuosos:

Em caso de dúvida quanto à seleção da velocidade básica e em obras de excepcional importância, é

recomendado um estudo específico para a determinação de V_0 . Neste caso, podem ser consideradas direções preferenciais para o vento básico, se devidamente justificadas. (ABNT, NBR 6123/1988, p. 5)

Figura 10 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT, NBR 6128/1988, p. 6

A partir da velocidade básica do vento, considerando-se os fatores topográfico (S_1), rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura

sobre o terreno (S_2) e estatístico (S_3), pode-se determinar a velocidade característica, V_k , a qual incidirá sobre o edifício a ser analisado. Sendo ela definida pela equação 2.14 a seguir:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (2.14)$$

Onde:

V_0 é a velocidade básica do vento;

S_1 é o fator topográfico;

S_2 é o fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 é o fator estatístico.

Segundo a NBR 6123/1988, o fator topográfico leva em conta as variações do relevo do terreno e é determinado através de uma das três situações expostas abaixo:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$
- Taludes e morros: S_1 depende do ângulo de inclinação θ , apresentado na Figura 11.

No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes), $S_1 = 1,0$.

No ponto B:

- Para $\theta \leq 3^\circ$: $S_1 = 1,0$ (2.15)

- Para $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$: $S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \times \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$ (2.16)

- Para $\theta \geq 45^\circ$: $S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \times 0,31 \geq 1$ (2.17)

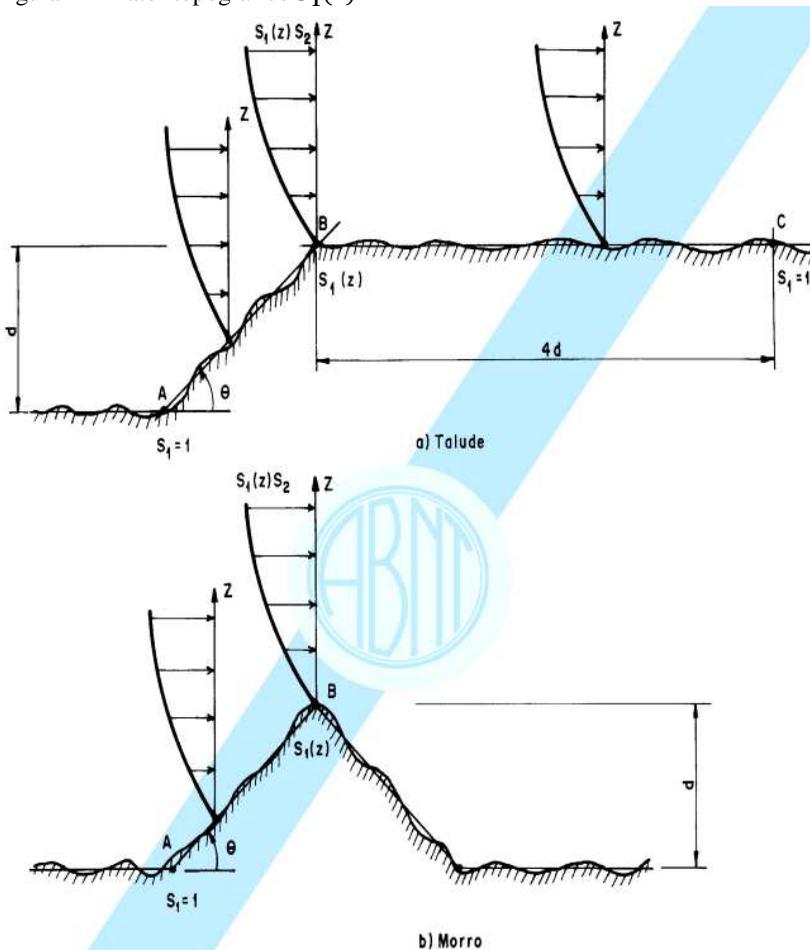
Onde, z é altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

- Vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Figura 11 - Fator topográfico $S_1(z)$



Fonte: ABNT, NBR 6123/1988, p. 7

Sobre o fator S_2 , apresenta-se que:

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

Em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima

do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior. (ABNT, NBR 6123/1988, p. 8)

A respeito da rugosidade do terreno, a NBR 6123/1988 apresenta cinco categorias, expostas a seguir:

- **Categoria I:** Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Como mar, lagos, rios, pântanos sem vegetação.
- **Categoria II:** Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Como zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias e charnecas, fazendas sem sebes ou muros. Sendo que a cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a um metro.
- **Categoria III:** Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Como granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas. Sendo que a cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a três metros.
- **Categoria IV:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Como zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. Sendo que a cota média do topos dos obstáculos é considerada igual a dez metros.

- **Categoria V:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Como florestas com árvores altas de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos. Sendo que a cota média dos obstáculos é considerada igual ou superior a vinte e cinco metros.

A respeito das dimensões da edificação, existem três classes, expostas a seguir:

Classe A:	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda vinte metros
Classe B:	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre vinte e cinquenta metros
Classe C:	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda cinquenta metros. (ABNT, NBR 6123/1988, p. 9)

Após a definição da faixa de altura z de estudo, da categoria e da classe correspondente ao terreno e edificação, pode-se encontrar o valor de S_2 na Tabela 1.

Ainda de acordo com a NBR 6123/1988, o fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A partir da descrição do tipo de edifício a ser estudado, pode-se obter o valor mínimo de S_3 através da Tabela 2.

Com estes dados já é possível determinar a velocidade característica V_k do vento.

Tabela 1 – Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT, NBR 6123/1988, p. 10

Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT, NBR 6123/1988, p. 10

2.6.2 Quantificação da pressão dinâmica do vento

A partir do valor da velocidade característica V_k do vento, pode-se obter o valor da pressão dinâmica do vento (q) dada pela equação 2.18:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (2.18)$$

2.6.3 Quantificação da força do vento

De uma forma geral, a força do vento atuante em uma face da estrutura será a força de arrasto (F_a), definida pela equação 2.19:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (2.19)$$

Onde:

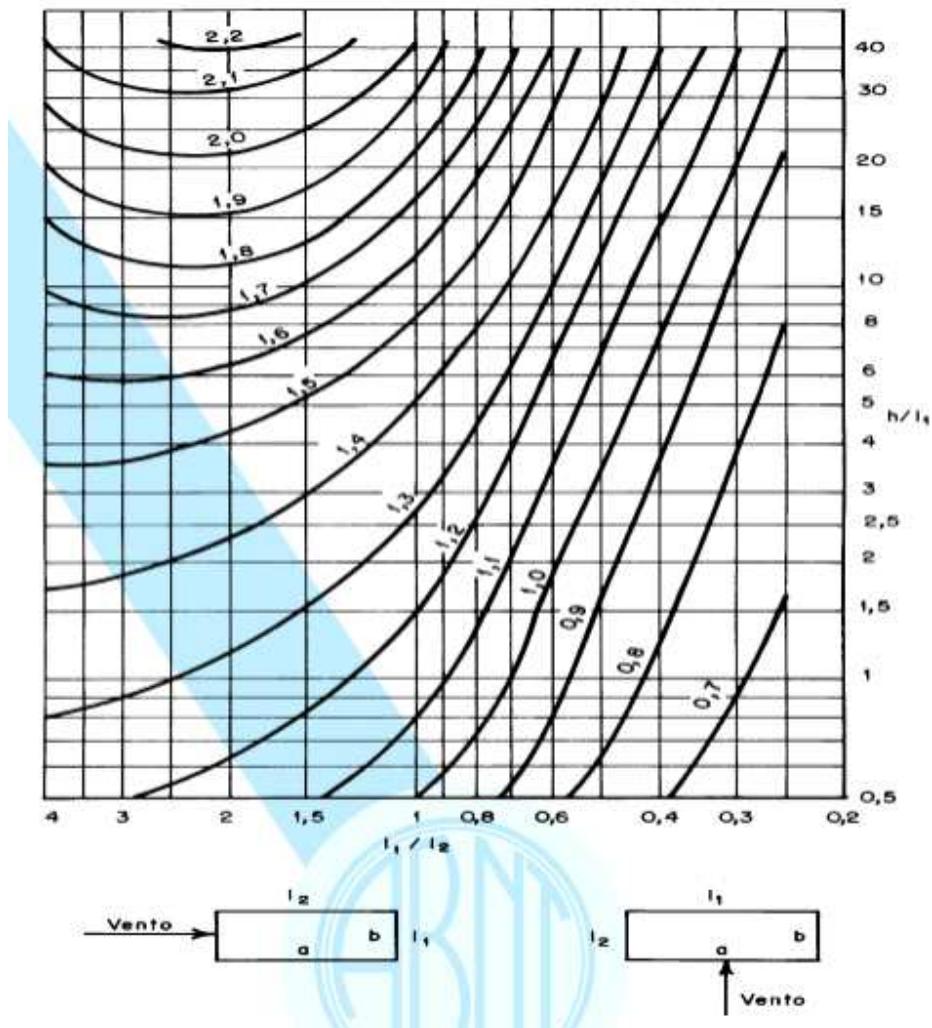
C_a é o coeficiente de arrasto definido dependendo da forma da superfície e ângulo de incidência do vento sobre ela;

q é a pressão dinâmica do vento definida anteriormente;

A_e é a área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”).

Sobre o coeficiente de arrasto (C_a) a NBR 6123/1988 apresenta o ábaco da Figura 12 a seguir para sua definição.

Figura 12 – Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência



Fonte: ABNT, NBR 6123/1988, p. 20

3 SAP2000

Como dito anteriormente, será utilizado o programa SAP2000 para realização das análises necessárias para este trabalho. Criado pela empresa californiana CSI Computers & Structures Inc., o SAP2000 é um software de cálculo estrutural por elementos finitos que possui recursos sofisticados e interface de fácil utilização e compreensão, sendo estes os motivos que levaram à sua escolha.

Torna-se necessária uma breve explicação sobre como o programa interpreta os dados nele introduzidos e qual a linha de análise utilizada. Estas informações serão apresentadas no item 3.1 a seguir.

3.1 O MODELO ESTRUTURAL

O programa analisa e projeta a estrutura definida pelo usuário na interface gráfica, levando em conta todos os dados inseridos, sendo estes dados os mais diversos, como: unidade, objetos e grupos, sistemas de coordenadas, propriedades, funções, padrões de carga, casos de carga, combinações de carga, configurações do projeto, definições de saída e visualização. (CSI COMPUTERS & STRUCTURES INC, 2009).

3.1.1 Unidades

São consideradas quatro unidades básicas: força, comprimento, temperatura e tempo. Sendo oferecidas para escolha do usuário muitas combinações diferentes de unidades de força, comprimento e temperatura. Neste trabalho, como parâmetros de entrada e saída, serão utilizadas sempre as seguintes unidades básicas: kN, cm, C.

3.1.2 Objetos e grupos

Os membros estruturais dos modelos físicos são representados por objetos, como barras, elementos sólidos, apoios e nós. O comportamento de cada objeto pode ser atribuído pelo usuário, como por exemplo, o tipo de apoio e a geometria das peças.

Os grupos são a reunião de dois ou mais objetos com a finalidade de se criar a estrutura a ser analisada.

3.1.3 Sistemas de coordenadas

Todos os locais no elemento estrutural são definidos respeitando a um único sistema de coordenadas global, sendo este o sistema cartesiano tridimensional dextrogiro, possuindo os eixos X, Y e Z que são perpendiculares entre si. É importante destacar o software denota como padrão $-Z$ o sentido para baixo, mesmo da gravidade, e $+Z$ o sentido para cima e também que o plano formado pelos eixos X e Y é horizontal. (CSI COMPUTERS & STRUCTURES INC, 2009).

Cada objeto no modelo (ponto, linha, área e assim por diante) tem seu próprio sistema de coordenadas local usado para definir suas propriedades, cujos eixos são denominados como 1, 2 e 3. (CSI COMPUTERS & STRUCTURES INC, 2009).

3.1.4 Propriedades

As propriedades são atribuídas a cada objeto com a finalidade de determinar o seu comportamento estrutural. Elas podem ser inerentes à sua geometria e/ou à sua composição.

3.1.5 Funções

Para certos tipos de análise, é possível definir funções para descrever como certas cargas variam ao decorrer do tempo. Porém, só será realizada a análise estática neste trabalho, deixando como idéia para trabalhos futuros a análise de cargas que variam ao decorrer do tempo.

3.1.6 Padrões de carregamento

Carregamentos representam ações sobre a estrutura, tal como peso próprio, a pressão do vento, o deslocamento das fundações, os efeitos térmicos, o recalque do solo, dentre outros. A distribuição espacial das cargas sobre a estrutura é chamada de padrão de carga.

Tipicamente, o programa denota as principais cargas como mortas (cargas permanentes), vivas (cargas acidentais), de vento, térmicas, e assim por diante. Devendo-se sempre atentar para a necessidade de que cargas que variem independentemente, para efeito de projeto, sejam definidas como padrões de cargas separadas. (CSI COMPUTERS & STRUCTURES INC, 2009).

3.1.7 Casos de carregamento

Um caso de carregamento define como as cargas devem ser aplicadas à estrutura, e como deve ser calculada a resposta da estrutura. O programa define vários tipos de casos de carga, porém, mais amplamente, estes podem ser classificados como lineares ou não lineares, dependendo apenas de como a estrutura reage à carga.

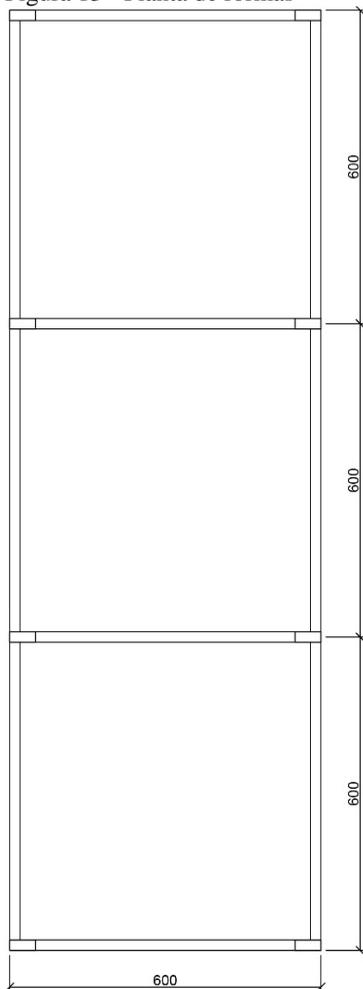
3.1.8 Combinações de carregamentos

As combinações de carregamento são combinações que o sistema se utiliza para fornecer os resultados que mais interessam no momento da análise. Elas podem ser lineares, absolutas, SRSS, envelope ou “Range Add”. Porém, não faz parte do escopo deste trabalho o detalhamento de cada uma delas. (CSI COMPUTERS & STRUCTURES INC, 2009).

4 ESTUDO COMPUTACIONAL PARAMÉTRICO

Neste item, serão aplicados os princípios abordados no trabalho para efetuar o estudo paramétrico em alguns pórticos previamente escolhidos, com base na planta de fôrmas simplificada apresentada na Figura 1 (dimensões em centímetros). A análise será feita com a ajuda do software SAP2000 como já explicitado anteriormente.

Figura 13 - Planta de fôrmas



Fonte: Desenvolvido pela autora

Inicialmente, serão utilizadas as seguintes propriedades:

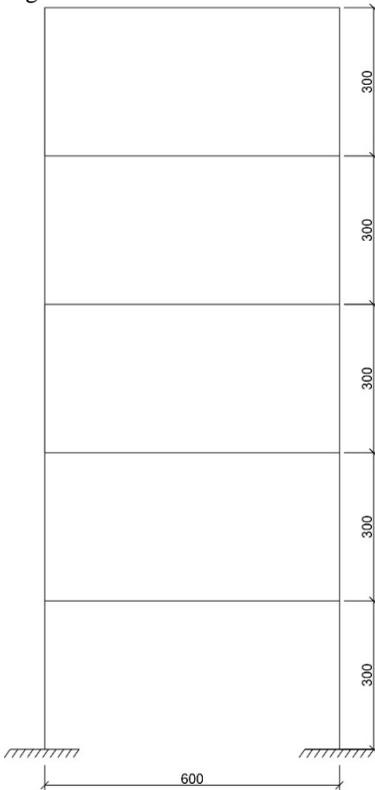
- Módulo de elasticidade: $2,7 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- Seção transversal das barras: 50 x 20 cm para os pilares e vigas.

As cargas serão sempre consideradas nos seus valores característicos.

4.1 PÓRTICO 1 – 5 PAVIMENTOS

Na Figura 14 abaixo, apresenta-se o Pórtico 1.

Figura 14 - Pórtico 1



Fonte: Desenvolvido pela autora

4.1.1 Cálculo das forças devidas ao vento

A partir do mapa das isopleias, apresentado no item 2.4.1 (Figura 10), estipula-se que a velocidade básica do vento (V_0) em Florianópolis é de 43 m/s.

Considerando um terreno plano ou fracamente acidentado, $S_1 = 1,0$ e a área como centro de grande cidade (Categoria V) e tendo o pórtico uma dimensão máxima de $h = 15$ m (Classe A), buscando na Tabela 1, obtém-se $S_2 = 0,79$. Não se julgou necessária a aplicação de faixas de diferentes fatores S_2 de acordo com a altura de incidência do vento na edificação, adotando-se apenas o fator S_2 máximo. E considerando o fator estatístico como sendo do grupo 2 (Tabela 1), $S_3 = 1,0$.

Logo,

$$V_k = 43 \text{ m/s} \times 1,00 \times 0,79 \times 1,00 \quad (4.1)$$

$$V_k = 33,97 \text{ m/s} \quad (4.2)$$

Assim,

$$q = 0,613 \times 33,97^2 \quad (4.3)$$

$$q = 707,38 \text{ N/m}^2 \quad (4.4)$$

Observando o ábaco da Figura 12, com o vento incidindo na maior face do edifício, para $h = 15$ m, $l_1 = 18$ m e $l_2 = 6$ m, obtém-se $C_a = 1,28$.

Considerando a área frontal efetiva de todos os pavimentos, exceto o último, como sendo:

$$A_e = 6 \text{ m} \times 3 \text{ m} \quad (4.5)$$

$$A_e = 18 \text{ m}^2 \quad (4.6)$$

Logo,

$$F_a = 1,28 \times 707,38 \text{ N/m}^2 \times 18 \text{ m}^2 \quad (4.7)$$

$$F_a = 16.298,03 \text{ N} = 16,30 \text{ kN} \quad (4.8)$$

Já para o último pavimento:

$$A_e = 6 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \quad (4.9)$$

$$A_e = 9 \text{ m}^2 \quad (4.10)$$

Logo,

$$F_a = 1,28 \times 707,38 \text{ N/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \quad (4.11)$$

$$F_a = 8.149,02 \text{ N} = 8,15 \text{ kN} \quad (4.12)$$

4.1.2 Determinação das cargas atuantes

Determinou-se as cargas atuantes em cada laje como segue:

- Peso Próprio = 5,0 kN/m²;
- Revestimento = 1,5 kN/m²;
- Carga acidental (edifícios comerciais) = 2,0 kN/m²

Logo, a carga P total atuante em cada laje será igual a 8,5 kN/m².

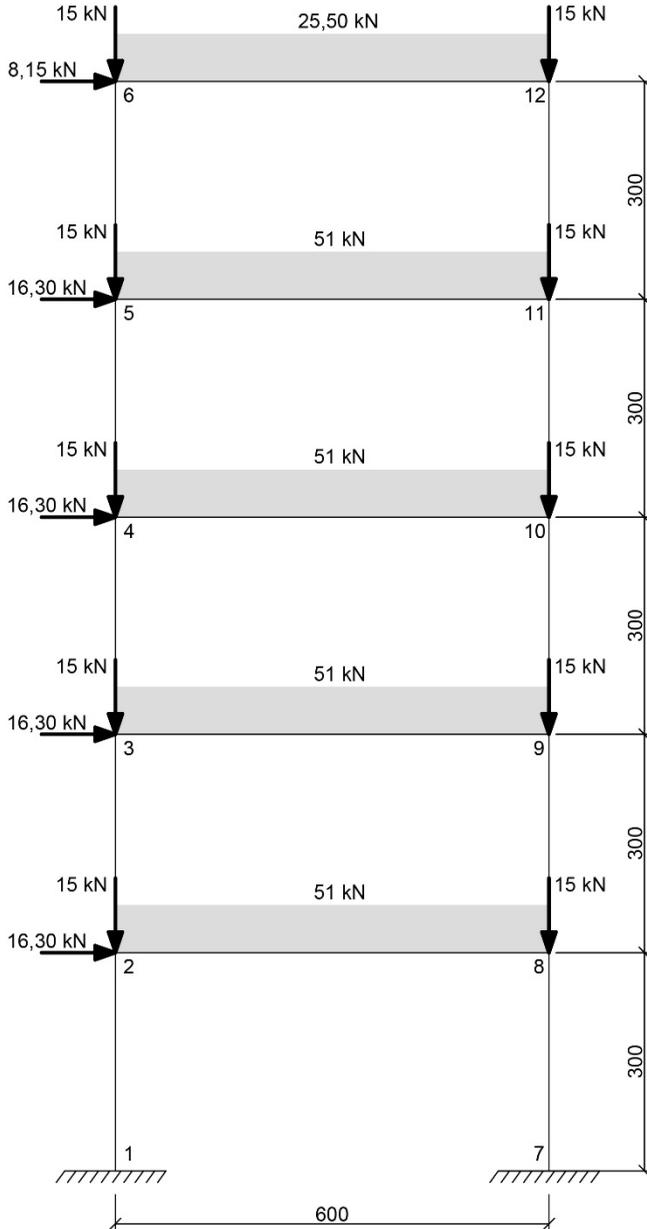
Levando em conta que o pórtico analisado é um dos dois pórticos centrais da planta de fôrmas, pela distribuição das cargas de cada laje adjacente sobre as vigas do pórtico (se desconsiderarmos o apoio das lajes nas vigas perpendiculares), estima-se que sobre cada viga (exceto a viga de cobertura) atua a carga $P_l = 51 \text{ kN/m}$, além do seu peso próprio.

Para as vigas de cobertura estimou-se a metade do valor de P_l como a carga transferida das lajes de cobertura. Logo, $P_c = 25,5 \text{ kN/m}$.

Sendo a dimensão das vigas 20x50, o peso próprio das vigas perpendiculares foi estimado em $P_v = 15 \text{ kN}$.

A seguir, apresenta-se a Figura 15, onde apresenta-se o Pórtico 1 sujeito às forças horizontais (ação do vento e verticais (cargas acidentais e permanentes).

Figura 15 - Pórtico 1 - Carregamentos



Fonte: Desenvolvido pela autora

4.1.3 Caso 1

No Caso 1, a orientação dos pilares é definida pela Figura 16 que representa a vista superior do pórtico.

Figura 16 - Caso 1 - Orientação dos pilares

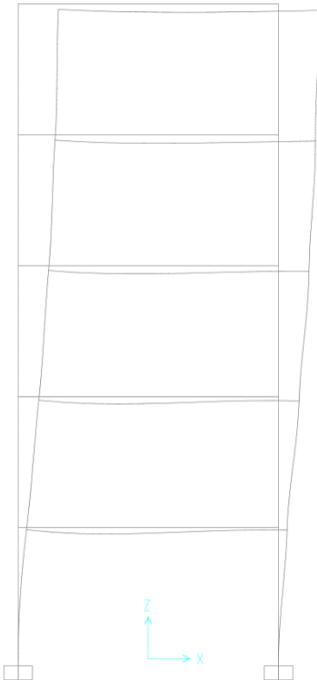


Fonte: Desenvolvido pela autora

4.1.3.1 Análise de 1ª ordem

Na Figura 17 abaixo pode-se observar o deslocamento encontrado após análise de 1ª ordem. Os valores de deslocamentos nodais encontrados podem ser observados na Tabela 3.

Figura 17 - Estrutura deformada - Caso 1



Fonte: Gerado pelo software SAP2000

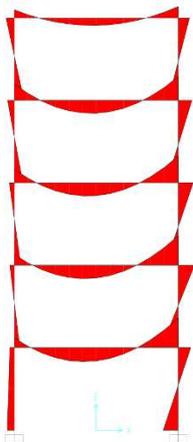
Tabela 3 - Deslocamento nodais 1ª Ordem - Caso 1

Nó	Deslocamento horizontal (cm)
1	0,0000
2	0,3872
3	0,9492
4	1,4039
5	1,7018
6	1,8582
7	0,0000
8	0,3907
9	0,9462
10	1,4022
11	1,6994
12	1,8457

Fonte: Desenvolvido pela autora

Na Figura 18 a seguir pode-se observar o diagrama dos momentos fletores:

Figura 18 - Diagrama de momentos fletores - Caso 1: Análise de 1ª Ordem



Fonte: Gerado pelo software SAP2000

4.1.3.2 Análise de 2ª ordem – Processo P-Delta

Após análise pelo processo P-Delta, tendo 1% como a tolerância limite para que a convergência dos resultados seja considerada, foram obtidos os deslocamentos nodais apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Deslocamentos nodais 2ª Ordem - Caso 1

Nó	Deslocamento horizontal (cm)
1	0,0000
2	0,4009
3	0,9850
4	1,4559
5	1,7622
6	1,9220
7	0,0000
8	0,4043
9	0,9820
10	1,4542
11	1,7598
12	1,9095

Fonte: Desenvolvido pela autora

4.1.3.3 Comparação dos resultados – Caso 1

Tomando os valores obtidos através do processo P-Delta como referência, pode-se observar a diferença entre as deformações horizontais obtidas na análise de 1ª ordem e na análise de 2ª ordem na Tabela 5 a seguir:

Tabela 5 - Comparação dos deslocamentos - Caso 1

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	0,3872	0,4009	3,41%
3	0,9492	0,9850	3,63%
4	1,4039	1,4559	3,57%
5	1,7018	1,7622	3,43%
6	1,8582	1,9220	3,32%
7	0,0000	0,0000	0,00%
8	0,3907	0,4043	3,38%
9	0,9462	0,9820	3,64%
10	1,4022	1,4542	3,57%
11	1,6994	1,7598	3,43%
12	1,8457	1,9095	3,34%

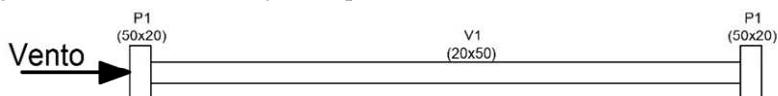
Fonte: Desenvolvido pela autora

Observa-se que, neste caso, ainda não existe uma diferença significativa entre os resultados dos dois diferentes tipos de análise, pois tratam-se de milímetros de diferença.

4.1.4 Caso 2

No Caso 2, a orientação dos pilares é definida pela Figura 19 que representa a vista superior do pórtico.

Figura 19 - Caso 2 - Orientação dos pilares



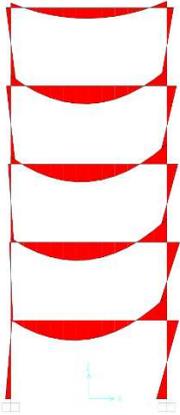
Fonte: Desenvolvido pela autora

4.1.4.1 Comparação dos resultados – Caso 2

Por serem muito semelhantes e por questão de simplificação, não se torna necessária a apresentação da imagem referentes à deformação.

Apresentar-se-á diretamente o diagrama de momentos fletores (Figura 20) e a Tabela 6 onde pode-se observar os valores encontrados para as deformações horizontais nas análises de 1ª e 2ª ordem.

Figura 20 - Diagrama de momentos fletores - Caso 2: Análise de 1ª Ordem



Fonte: Gerado pelo software SAP2000

Tabela 6 - Comparação dos deslocamentos - Caso 2

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	1,2837	1,4403	10,87%
3	2,5705	2,8741	10,57%
4	3,5090	3,8925	9,85%
5	4,0829	4,4990	9,25%
6	4,3125	4,7362	8,94%
7	0,0000	0,0000	0,00%
8	1,2858	1,4425	10,86%
9	2,5679	2,8716	10,58%
10	3,5066	3,8908	9,87%
11	4,0798	4,4959	9,26%
12	4,3041	4,7277	8,96%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Observa-se que, neste caso, a diferença entre os deslocamentos horizontais nos dois diferentes tipos de análise é um pouco maior que no caso anterior. Isto ocorre porque, com esta orientação dos pilares, a estrutura é mais sensível às deformações em ambas as análises. Logo, é necessário que se compare os resultados obtidos na análise de 2ª ordem dos dois casos apresentados para o Pórtico 1.

4.1.5 Comparação entre o Caso 1 e o Caso 2

Pode-se observar na Tabela 7 a seguir a diferença entre os resultados obtidos na análise de 2ª ordem dos casos 1 e 2:

Tabela 7 - Comparação dos deslocamentos - Casos 1 e 2

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 1 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 2 (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	0,4009	1,4403	72,17%
3	0,9850	2,8741	65,73%
4	1,4559	3,8925	62,60%
5	1,7622	4,4990	60,83%
6	1,9220	4,7362	59,42%
7	0,0000	0,0000	0,00%
8	0,4043	1,4425	71,97%
9	0,9820	2,8716	65,81%
10	1,4542	3,8908	62,62%
11	1,7598	4,4959	60,86%
12	1,9095	4,7277	59,61%

Fonte: Desenvolvido pela autora

A responsável pela grande diferença percentual entre os deslocamentos nos dois casos é a posição da seção transversal dos pilares em relação à aplicação da carga horizontal de ação do vento que, no primeiro caso, torna o momento de inércia da seção muito maior se comparado com o do segundo caso. Logo, a rigidez da estrutura à ação horizontal do vento será muito menor no Caso 2, onde observaram-se os maiores deslocamentos.

4.2 PÓRTICO 2 – 10 PAVIMENTOS

O Pórtico 2, que será calculado neste item, apresentará 10 pavimentos com as mesmas dimensões e propriedades do Pórtico 1, calculado no item anterior.

4.2.1 Cálculo das forças devidas ao vento

Utilizando os mesmos dados do item 4.1.1, $V_0 = 43 \text{ m/s}$, $S_1 = 1,0$ e $S_3 = 1,0$.

Considerando a área como centro de grande cidade (Categoria V) e tendo o pórtico uma dimensão máxima de $h = 30 \text{ m}$ (Classe B), buscando na Tabela 1, obtém-se $S_2 = 0,85$. Também neste caso, não se julgou necessária a aplicação de faixas de diferentes fatores S_2 de acordo com a altura de incidência do vento na edificação, adotando-se apenas o fator S_2 máximo.

Logo,

$$V_k = 43 \text{ m/s} \times 1,00 \times 0,85 \times 1,00 \quad (4.13)$$

$$V_k = 36,55 \text{ m/s} \quad (4.14)$$

Assim,

$$q = 0,613 \times 36,55^2 \quad (4.15)$$

$$q = 818,91 \text{ N/m}^2 \quad (4.16)$$

Observando o ábaco da Figura 1, com o vento incidindo na maior face do edifício, para $h = 30 \text{ m}$, $l_1 = 18 \text{ m}$ e $l_2 = 6 \text{ m}$, obtém-se $C_a = 1,37$.

Logo (para todos os pavimentos, exceto o último),

$$F_a = 1,37 \times 818,91 \text{ N/m}^2 \times 18 \text{ m}^2 \quad (4.17)$$

$$F_a = 20.194,32 \text{ N} = 20,19 \text{ kN} \quad (4.18)$$

Já para o último pavimento:

$$F_a = 1,37 \times 818,91 \text{ N/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \quad (4.19)$$

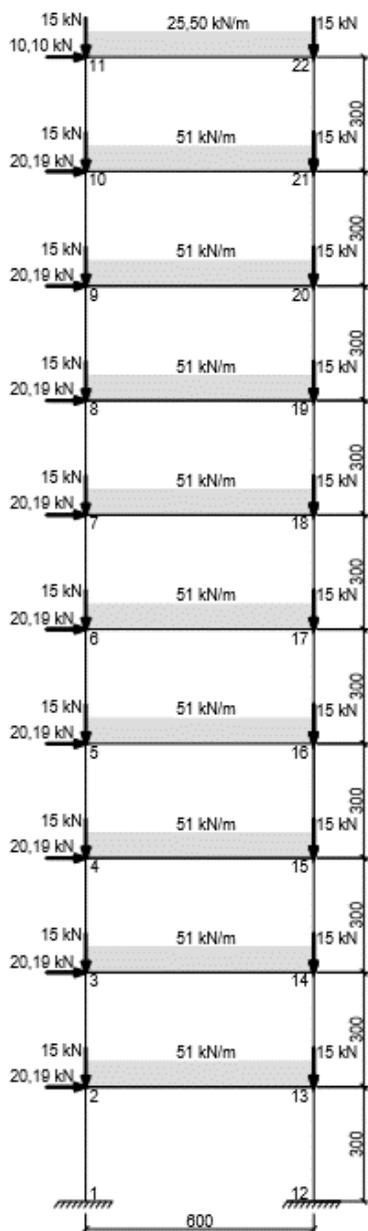
$$F_a = 10.097,16 \text{ N} = 10,10 \text{ kN} \quad (4.20)$$

4.2.2 Determinação das cargas atuantes

Determinou-se para o Pórtico 2 as mesmas cargas atuantes encontradas para o Pórtico 1.

Segue a Figura 21, onde apresenta-se o Pórtico 2 sujeito às forças horizontais (ação do vento e verticais (cargas acidentais e permanentes).

Figura 21 - Pórtico 2 - Carregamentos



Fonte: Desenvolvido pela autora

4.2.3 Orientação dos pilares - Casos 3 e 4

O Caso 3 terá a mesma orientação dos pilares que o Caso 1 (Pórtico 1), assim como o Caso 4 terá a mesma orientação dos pilares que o Caso 2 (Pórtico 1).

4.2.4 Caso 3

Para o Caso 3, pode-se observar os deslocamentos obtidos nas análises de 1ª e 2ª ordem na Tabela 8 e Tabela 9 a seguir:

Tabela 8 - Deslocamentos nodais (1 a 17) 1ª e 2ª Ordem - Caso 3

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	1,0897	1,1901	8,44%
3	2,8591	3,1566	9,42%
4	4,6181	5,1155	9,72%
5	6,2203	6,8872	9,68%
6	7,6270	8,4268	9,49%
7	8,8255	9,7242	9,24%
8	9,8093	10,7784	8,99%
9	10,5752	11,5921	8,77%
10	11,1269	12,1759	8,62%
11	11,4982	12,5699	8,53%
12	0,0000	0,0000	0,00%
13	1,0927	1,1929	8,41%
14	2,8556	3,1533	9,44%
15	4,9158	5,1134	3,86%
16	6,2178	6,8848	9,69%
17	7,6246	8,4245	9,49%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 9 - Deslocamentos nodais (18 a 22) 1ª e 2ª Ordem - Caso 3

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
18	8,8231	9,7219	9,24%
19	9,8069	10,7759	8,99%
20	10,5728	11,5898	8,77%
21	11,1240	12,1730	8,62%
22	11,4855	12,5571	8,53%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Se compararmos os resultados deste caso com os resultados do Caso 1, pode-se observar que a diferença tornou-se muito maior quando o número de pavimentos aumentou de cinco para dez. Isso dá-se pelo fato já anteriormente explicado que, na análise de 1ª ordem a estrutura é analisada na sua forma indeslocada, enquanto que na análise de 2ª ordem a estrutura é verificada na sua forma deslocada de forma iterativa.

É importante salientar que existem outros processos mais precisos que os apresentados aqui, porém sua aplicação foge do escopo deste trabalho.

4.2.5 Caso 4

Para o Caso 4, pode-se observar os deslocamentos obtidos nas análises de 1ª e 2ª ordem nas Tabelas Tabela 10 e Tabela 11 a seguir:

Tabela 10 - Deslocamentos nodais (1 a 4) 1ª e 2ª Ordem - Caso 4

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	3,4253	4,4882	23,68%
3	7,3390	9,6985	24,33%
4	10,8767	14,2858	23,86%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 11 - Deslocamentos nodais (5 a 22) 1ª e 2ª Ordem – Caso 4

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
5	13,9906	18,1896	23,09%
6	16,6702	21,4398	22,25%
7	18,9089	24,0713	21,45%
8	20,7012	26,1178	20,74%
9	22,0427	27,6117	20,17%
10	22,9325	28,5860	19,78%
11	23,3944	29,0959	19,60%
12	0,0000	0,0000	0,00%
13	3,4270	4,4902	23,68%
14	7,3360	9,6962	24,34%
15	10,8743	14,2839	23,87%
16	13,9881	18,1875	23,09%
17	16,6678	21,4376	22,25%
18	18,9065	24,0690	21,45%
19	20,6987	26,1154	20,74%
20	22,0404	27,6095	20,17%
21	22,9289	28,5824	19,78%
22	23,3858	29,0873	19,60%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Como já observado no Caso 2, com esta orientação dos pilares, a diferença entre os deslocamentos é muito maior que no Caso 3.

4.2.6 Comparação entre o Caso 3 e o Caso 4

Pode-se observar na Tabela 12 a seguir a diferença entre os resultados obtidos na análise de 2ª ordem dos casos 3 e 4:

Tabela 12 - Comparação dos deslocamentos – Casos 3 e 4

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 3 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 4 (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	1,1901	4,4882	73,48%
3	3,1566	9,6985	67,45%
4	5,1155	14,2858	64,19%
5	6,8872	18,1896	62,14%
6	8,4268	21,4398	60,70%
7	9,7242	24,0713	59,60%
8	10,7784	26,1178	58,73%
9	11,5921	27,6117	58,02%
10	12,1759	28,5860	57,41%
11	12,5699	29,0959	56,80%
12	0,0000	0,0000	0,00%
13	1,1929	4,4902	73,43%
14	3,1533	9,6962	67,48%
15	5,1134	14,2839	64,20%
16	6,8848	18,1875	62,15%
17	8,4245	21,4376	60,70%
18	9,7219	24,0690	59,61%
19	10,7759	26,1154	58,74%
20	11,5898	27,6095	58,02%
21	12,1730	28,5824	57,41%
22	12,5571	29,0873	56,83%

Fonte: Desenvolvido pela autora

A partir dos resultados obtidos, é possível observar que a orientação dos pilares e, por consequência, os seus momentos de inércia em relação à ação do vento são de fundamental importância para assegurar a estabilidade global da estrutura. Logo, nos próximos casos, não será mais abordado o estudo sobre a orientação dos pilares, adotando-

se sempre a orientação que apresenta maior resistência aos esforços horizontais.

4.3 PÓRTICO 3 – 20 PAVIMENTOS

O Pórtico 3, que será calculado neste item, apresentará 20 pavimentos com as mesmas dimensões e propriedades dos pórticos calculados nos itens anteriores.

4.3.1 Cálculo das forças devidas ao vento

Utilizando os mesmos dados do item 4.1.1, $V_0 = 43 \text{ m/s}$, $S_1 = 1,0$ e $S_3 = 1,0$.

Considerando a área como centro de grande cidade (Categoria V) e tendo o pórtico uma dimensão máxima de $h = 60 \text{ m}$ (Classe C), buscando na Tabela 1, obtém-se $S_2 = 0,92$. Também neste caso, não foram aplicadas as faixas de diferentes fatores S_2 de acordo com a altura de incidência do vento na edificação, adotando-se apenas o fator S_2 máximo.

Logo,

$$V_k = 43 \text{ m/s} \times 1,00 \times 0,92 \times 1,00 \quad (4.21)$$

$$V_k = 39,56 \text{ m/s} \quad (4.22)$$

Assim,

$$q = 0,613 \times 39,56^2 \quad (4.23)$$

$$q = 959,34 \text{ N/m}^2 \quad (4.24)$$

Observando o ábaco da Figura 1, com o vento incidindo na maior face do edifício, para $h = 60 \text{ m}$, $l_1 = 18 \text{ m}$ e $l_2 = 6 \text{ m}$, obtém-se $C_a = 1,47$.

Logo (para todos os pavimentos, exceto o último),

$$F_a = 1,47 \times 959,34 \text{ N/m}^2 \times 18 \text{ m}^2 \quad (4.25)$$

$$F_a = 25.384,14 \text{ N} = 25,38 \text{ kN} \quad (4.26)$$

Já para o último pavimento:

$$F_a = 1,47 \times 959,34 \text{ N/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \quad (4.27)$$

$$F_a = 12.692,07 \text{ N} = 12,69 \text{ kN} \quad (4.28)$$

4.3.2 Estimativas de cargas atuantes

Estimou-se para o Pórtico 3 as mesmas cargas atuantes encontradas para o Pórtico 1.

4.3.3 Orientação dos pilares

Como já mencionado anteriormente, a orientação dos pilares não será abordada neste item. Logo, será adotada a orientação dos pilares dos casos 1 e 3, onde foram constatados os menores deslocamentos horizontais.

4.3.4 Caso 5

Para o Caso 5, pode-se observar os deslocamentos obtidos nas análises de 1ª e 2ª ordem nas Tabelas Tabela 13, Tabela 14 e Tabela 15 a seguir:

Tabela 13 - Deslocamentos nodais (1 a 9) 1ª e 2ª Ordem - Caso 5

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	2,9600	3,6842	19,66%
3	8,0567	10,3691	22,30%
4	13,5656	17,7636	23,63%
5	19,1083	25,2354	24,28%
6	24,5836	32,5914	24,57%
7	29,9519	39,7582	24,66%
8	35,1877	46,6959	24,64%
9	40,2698	53,3766	24,56%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 14 - Deslocamentos nodais (10 a 37) 1ª e 2ª Ordem - Caso 5

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
10	45,1789	59,7778	24,42%
11	49,8973	65,8816	24,26%
12	54,4090	71,6731	24,09%
13	58,6995	77,1411	23,91%
14	62,7558	82,2769	23,73%
15	66,5664	87,0747	23,55%
16	70,1215	91,5313	23,39%
17	73,4127	95,6458	23,25%
18	76,4335	99,4196	23,12%
19	79,1802	102,8577	23,02%
20	81,6577	105,9747	22,95%
21	83,9070	108,8245	22,90%
22	0,0000	0,0000	0,00%
23	2,9624	3,6809	19,52%
24	8,0526	10,3653	22,31%
25	13,5627	17,7624	23,64%
26	19,1052	25,2341	24,29%
27	24,5805	32,5901	24,58%
28	29,9488	39,7567	24,67%
29	35,1847	46,6943	24,65%
30	40,2668	53,3748	24,56%
31	45,1758	59,7759	24,42%
32	49,8942	65,8795	24,26%
33	54,4059	71,6709	24,09%
34	58,6964	77,1387	23,91%
35	62,7527	82,2744	23,73%
36	66,5634	87,0721	23,55%

37	70,1185	91,5286	23,39%
----	---------	---------	--------

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 15 - Deslocamentos nodais (38 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 5

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
38	73,4096	95,6429	23,25%
39	76,4304	99,4167	23,12%
40	79,1772	102,8549	23,02%
41	81,6542	105,9712	22,95%
42	83,8940	108,8115	22,90%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Nota-se que os deslocamentos obtidos nas análises de 1ª e 2ª ordem são muito altos. Assim, com o objetivo de obter menores deslocamentos e resultados mais apurados, tornou-se necessária a divisão da carga horizontal proveniente da ação do vento em faixas de altura, como é apresentado no item a seguir.

4.3.5 Recálculo da força do vento

Serão consideradas faixas de atuação da força do vento de 10 metros. Logo, para as diferentes alturas foram obtidos os seguintes valores de S_2 e de F_a consequentemente:

Até 10 metros $\rightarrow S_2 = 0,67 \rightarrow F_a = 13,46 \text{ kN}$;

De 10 metros à 20 metros $\rightarrow S_2 = 0,76 \rightarrow F_a = 17,32 \text{ kN}$;

De 20 metros à 30 metros $\rightarrow S_2 = 0,82 \rightarrow F_a = 20,16 \text{ kN}$;

De 30 metros à 40 metros $\rightarrow S_2 = 0,86 \rightarrow F_a = 22,18 \text{ kN}$;

De 40 metros à 50 metros $\rightarrow S_2 = 0,89 \rightarrow F_a = 23,76 \text{ kN}$;

De 50 metros à 60 metros $\rightarrow S_2 = 0,92 \rightarrow F_a = 25,38 \text{ kN}$;

No último pavimento $\rightarrow S_2 = 0,92 \rightarrow F_a = 12,69 \text{ kN}$;

4.3.6 Caso 6

Com o recálculo da ação do vento, pode-se observar os deslocamentos obtidos nas análises de 1ª e 2ª ordem nas tabelas Tabela 16 e Tabela 17 a seguir:

Tabela 16 - Deslocamentos nodais (1 a 25) 1ª e 2ª Ordem - Caso 6

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	2,4205	3,0211	19,88%
3	6,6563	8,5894	22,51%
4	11,3222	14,8610	23,81%
5	16,1071	21,3147	24,43%
6	20,9053	27,7625	24,70%
7	25,6742	34,1277	24,77%
8	30,3843	40,3633	24,72%
9	34,9990	46,4222	24,61%
10	39,4951	52,2746	24,45%
11	43,8541	57,8994	24,26%
12	48,0568	63,2763	24,05%
13	52,0773	68,3798	23,84%
14	55,8985	73,1952	23,63%
15	59,5052	77,7114	23,43%
16	62,8781	81,9142	23,24%
17	66,0051	85,7975	23,07%
18	68,8757	89,3583	22,92%
19	71,4765	92,5911	22,80%
20	73,8090	95,5063	22,72%
21	75,9136	98,1571	22,66%
22	0,0000	0,0000	0,00%
23	2,4243	3,0205	19,74%
24	6,6536	8,5866	22,51%
25	11,3208	14,8606	23,82%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 17 - Deslocamentos nodais (26 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 6

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
26	16,1050	21,3139	24,44%
27	20,9032	27,7617	24,70%
28	25,6721	34,1268	24,77%
29	30,3818	40,3621	24,73%
30	34,9966	46,4208	24,61%
31	39,4927	52,2731	24,45%
32	43,8517	57,8978	24,26%
33	48,0541	63,2743	24,05%
34	52,0746	68,3777	23,84%
35	55,8958	73,1930	23,63%
36	59,5024	77,7090	23,43%
37	62,8753	81,9116	23,24%
38	66,0023	85,7949	23,07%
39	68,8726	89,3554	22,92%
40	71,4736	92,5882	22,80%
41	73,8055	95,5029	22,72%
42	75,9006	98,1441	22,66%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Percebe-se que os deslocamentos continuam muito altos, mesmo com o recálculo da ação do vento sobre a estrutura. Neste ponto, já é possível observar também que a diferença entre os resultados obtidos na análises de 1ª e 2ª ordem tornam-se relevantes quando o número de pavimentos do edifício aumenta de forma expressiva.

4.3.7 Verificação – Ação do vento majorada x Ação do vento recalculada

Com o objetivo de verificação, comparar-se-á os deslocamentos obtidos antes e depois do recálculo da ação do vento. Os resultados podem ser analisados nas Tabelas Tabela 18 e Tabela 19 a seguir:

Tabela 18 - Comparação dos deslocamentos nodais (1 a 25) - Força do vento

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 5 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 6 (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	3,6842	3,0211	-18,00%
3	10,3691	8,5894	-17,16%
4	17,7636	14,8610	-16,34%
5	25,2354	21,3147	-15,54%
6	32,5914	27,7625	-14,82%
7	39,7582	34,1277	-14,16%
8	46,6959	40,3633	-13,56%
9	53,3766	46,4222	-13,03%
10	59,7778	52,2746	-12,55%
11	65,8816	57,8994	-12,12%
12	71,6731	63,2763	-11,72%
13	77,1411	68,3798	-11,36%
14	82,2769	73,1952	-11,04%
15	87,0747	77,7114	-10,75%
16	91,5313	81,9142	-10,51%
17	95,6458	85,7975	-10,30%
18	99,4196	89,3583	-10,12%
19	102,8577	92,5911	-9,98%
20	105,9747	95,5063	-9,88%
21	108,8245	98,1571	-9,80%
22	0,0000	0,0000	0,00%
23	3,6809	3,0205	-17,94%
24	10,3653	8,5866	-17,16%
25	17,7624	14,8606	-16,34%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 19 - Comparação dos deslocamentos nodais (26 a 42) - Força do vento

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 5 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 6 (cm)	Diferença %
26	25,2341	21,3139	-15,54%
27	32,5901	27,7617	-14,82%
28	39,7567	34,1268	-14,16%
29	46,6943	40,3621	-13,56%
30	53,3748	46,4208	-13,03%
31	59,7759	52,2731	-12,55%
32	65,8795	57,8978	-12,12%
33	71,6709	63,2743	-11,72%
34	77,1387	68,3777	-11,36%
35	82,2744	73,1930	-11,04%
36	87,0721	77,7090	-10,75%
37	91,5286	81,9116	-10,51%
38	95,6429	85,7949	-10,30%
39	99,4167	89,3554	-10,12%
40	102,8549	92,5882	-9,98%
41	105,9712	95,5029	-9,88%
42	108,8115	98,1441	-9,80%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Existe uma diferença não muito expressiva entre os dois casos se forem observadas as porcentagens, porém é importante salientar que as diferenças chegam a 15 centímetros, o que não é pouco se forem consideradas em uma estrutura real. Logo, decidiu-se por utilizar as faixas de incidência da ação do vento para diferentes alturas da estrutura nas próximas análises.

4.3.8 Caso 7

Como apresentou-se no Caso 6, os deslocamentos obtidos continuaram expressivos mesmo com o recálculo da força do vento atuante na estrutura. Logo será testado o aumento da rigidez dos pilares

através do aumento dos seus momentos de inércia. Para tanto, estudar-se-á o Pórtico 3 com pilares de seção transversal igual a 70 x 20 cm.

É possível observar os resultados da análise de 2ª ordem nas Tabelas Tabela 20 e Tabela 21 a seguir:

Tabela 20 - Deslocamentos nodais (1 a 22) 1ª e 2ª Ordem - Caso 7

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	1,5226	1,8042	15,61%
3	4,6359	5,6237	17,56%
4	8,3401	10,2670	18,77%
5	12,2570	15,2196	19,47%
6	16,2226	20,2390	19,84%
7	20,1643	25,2105	20,02%
8	24,0419	30,0721	20,05%
9	27,8238	34,7804	20,00%
10	31,4888	39,3088	19,89%
11	35,0212	43,6392	19,75%
12	38,4053	47,7556	19,58%
13	41,6229	51,6412	19,40%
14	44,6602	55,2845	19,22%
15	47,5050	58,6767	19,04%
16	50,1438	61,8085	18,87%
17	52,5674	64,6754	18,72%
18	54,7689	67,2764	18,59%
19	56,7442	69,6134	18,49%
20	58,5042	71,7047	18,41%
21	60,0963	73,6067	18,35%
22	0,0000	0,0000	0,00%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 21 - Deslocamentos nodais (23 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 7

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
23	1,5264	1,8046	15,42%
24	4,6334	5,6204	17,56%
25	8,3386	10,2658	18,77%
26	12,2549	15,2183	19,47%
27	16,2205	20,2378	19,85%
28	20,1622	25,2093	20,02%
29	24,0395	30,0706	20,06%
30	27,8213	34,7788	20,00%
31	31,4864	39,3071	19,90%
32	35,0188	43,6373	19,75%
33	38,4026	47,7535	19,58%
34	41,6202	51,6390	19,40%
35	44,6575	55,2822	19,22%
36	47,5022	58,6742	19,04%
37	50,1407	61,8058	18,87%
38	52,5645	64,6727	18,72%
39	54,7658	67,2735	18,59%
40	56,7412	69,6106	18,49%
41	58,5010	71,7015	18,41%
42	60,0824	73,5928	18,36%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Conforme apresentado, a diferença entre os deslocamentos nas análises de 1ª e 2ª ordem do Caso 7 é menor que as diferenças nas análises do Caso 6, o que demonstra que o aumento da seção transversal dos pilares faz com a estrutura fique menos suscetível aos esforços de 2ª ordem.

4.3.9 Comparação entre o Caso 6 e o Caso 7

As Tabelas Tabela 22 e Tabela 23 a seguir apresentam a comparação entre os resultados das análises de 2ª ordem dos Casos 6 e 7.

Tabela 22 - Comparação dos deslocamentos nodais (1 a 23) - Casos 6 e 7

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 6 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 7 (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	3,0211	1,8042	-40,28%
3	8,5894	5,6237	-34,53%
4	14,8610	10,2670	-30,91%
5	21,3147	15,2196	-28,60%
6	27,7625	20,2390	-27,10%
7	34,1277	25,2105	-26,13%
8	40,3633	30,0721	-25,50%
9	46,4222	34,7804	-25,08%
10	52,2746	39,3088	-24,80%
11	57,8994	43,6392	-24,63%
12	63,2763	47,7556	-24,53%
13	68,3798	51,6412	-24,48%
14	73,1952	55,2845	-24,47%
15	77,7114	58,6767	-24,49%
16	81,9142	61,8085	-24,54%
17	85,7975	64,6754	-24,62%
18	89,3583	67,2764	-24,71%
19	92,5911	69,6134	-24,82%
20	95,5063	71,7047	-24,92%
21	98,1571	73,6067	-25,01%
22	0,0000	0,0000	0,00%
23	3,0205	1,8046	-40,25%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 23 - Comparação dos deslocamentos nodais (24 a 42) - Casos 6 e 7

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 6 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 7 (cm)	Diferença %
24	8,5866	5,6204	-34,55%
25	14,8606	10,2658	-30,92%
26	21,3139	15,2183	-28,60%
27	27,7617	20,2378	-27,10%
28	34,1268	25,2093	-26,13%
29	40,3621	30,0706	-25,50%
30	46,4208	34,7788	-25,08%
31	52,2731	39,3071	-24,80%
32	57,8978	43,6373	-24,63%
33	63,2743	47,7535	-24,53%
34	68,3777	51,6390	-24,48%
35	73,1930	55,2822	-24,47%
36	77,7090	58,6742	-24,49%
37	81,9116	61,8058	-24,55%
38	85,7949	64,6727	-24,62%
39	89,3554	67,2735	-24,71%
40	92,5882	69,6106	-24,82%
41	95,5029	71,7015	-24,92%
42	98,1441	73,5928	-25,02%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Observa-se que, embora os deslocamentos tenham diminuído expressivamente com o aumento do momento de inércia dos pilares, ainda obtiveram-se resultados altos no que diz respeito à estruturas reais.

4.3.10 Caso 8

Após as análises realizadas anteriormente, que demonstraram deslocamentos ainda altos, decidiu-se pela utilização de estruturas de contraventamento, conforme apresentado no item 2.5. Para tanto, o Pórtico 3 será analisado com pilares-parede de seção transversal 150 x 20

cm. Os resultados podem ser observados nas Tabelas Tabela 24 e Tabela 25 a seguir:

Tabela 24 - Deslocamentos nodais (1 a 24) 1ª e 2ª Ordem - Caso 8

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	0,5208	0,5790	10,05%
3	1,8337	2,0570	10,85%
4	3,6875	4,1651	11,47%
5	5,9018	6,7017	11,94%
6	8,3417	9,5105	12,29%
7	10,9074	12,4724	12,55%
8	13,5240	15,4961	12,73%
9	16,1342	18,5112	12,84%
10	18,6956	21,4648	12,90%
11	21,1758	24,3173	12,92%
12	23,5503	27,0392	12,90%
13	25,7998	29,6082	12,86%
14	27,9107	32,0095	12,80%
15	29,8738	34,2343	12,74%
16	31,6842	36,2789	12,66%
17	33,3419	38,1458	12,59%
18	34,8529	39,8440	12,53%
19	36,2295	41,3896	12,47%
20	39,4948	42,8099	7,74%
21	38,6864	44,1477	12,37%
22	0,0000	0,0000	0,00%
23	0,5233	0,5806	9,87%
24	1,8325	2,0550	10,83%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 25 - Deslocamentos nodais (25 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Caso 8

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
25	3,6856	4,1628	11,46%
26	5,8997	6,6995	11,94%
27	8,3396	9,5086	12,29%
28	10,9052	12,4705	12,55%
29	13,5216	15,4941	12,73%
30	16,1318	18,5091	12,84%
31	18,6932	21,4627	12,90%
32	21,1734	24,3152	12,92%
33	23,5477	27,0368	12,91%
34	25,7972	29,6058	12,86%
35	27,9080	32,0070	12,81%
36	29,8710	34,2316	12,74%
37	31,6813	36,2761	12,67%
38	33,3390	38,1430	12,59%
39	34,8500	39,8412	12,53%
40	36,2269	41,3870	12,47%
41	37,4908	42,8059	12,42%
42	38,6726	44,1338	12,37%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Embora ainda sejam resultando altos, observa-se que os deslocamentos diminuíram de forma expressiva se comparados aos deslocamentos dos casos anteriores do Pórtico 3.

4.3.11 Comparação entre o Caso 6 e o Caso 8

Após todas as diferentes análises realizadas no Pórtico 3 com o objetivo de diminuição dos deslocamentos horizontais, pode-se comparar os resultados iniciais (Caso 6) aos finais (Caso 8), como segue nas Tabelas 26 e Tabela 27.

Tabela 26 - Comparação dos deslocamentos nodais (1 a 25) - Casos 6 e 8

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 6 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 8 (cm)	Diferença %
1	0,0000	0,0000	0,00%
2	3,0211	0,5790	-80,84%
3	8,5894	2,0570	-76,05%
4	14,8610	4,1651	-71,97%
5	21,3147	6,7017	-68,56%
6	27,7625	9,5105	-65,74%
7	34,1277	12,4724	-63,45%
8	40,3633	15,4961	-61,61%
9	46,4222	18,5112	-60,12%
10	52,2746	21,4648	-58,94%
11	57,8994	24,3173	-58,00%
12	63,2763	27,0392	-57,27%
13	68,3798	29,6082	-56,70%
14	73,1952	32,0095	-56,27%
15	77,7114	34,2343	-55,95%
16	81,9142	36,2789	-55,71%
17	85,7975	38,1458	-55,54%
18	89,3583	39,8440	-55,41%
19	92,5911	41,3896	-55,30%
20	95,5063	42,8099	-55,18%
21	98,1571	44,1477	-55,02%
22	0,0000	0,0000	0,00%
23	3,0205	0,5806	-80,78%
24	8,5866	2,0550	-76,07%
25	14,8606	4,1628	-71,99%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Tabela 27 - Comparação dos deslocamentos nodais (26 a 42) 1ª e 2ª Ordem - Casos 6 e 8

Nó	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 6 (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem - Caso 8 (cm)	Diferença %
26	21,3139	6,6995	-68,57%
27	27,7617	9,5086	-65,75%
28	34,1268	12,4705	-63,46%
29	40,3621	15,4941	-61,61%
30	46,4208	18,5091	-60,13%
31	52,2731	21,4627	-58,94%
32	57,8978	24,3152	-58,00%
33	63,2743	27,0368	-57,27%
34	68,3777	29,6058	-56,70%
35	73,1930	32,0070	-56,27%
36	77,7090	34,2316	-55,95%
37	81,9116	36,2761	-55,71%
38	85,7949	38,1430	-55,54%
39	89,3554	39,8412	-55,41%
40	92,5882	41,3870	-55,30%
41	95,5029	42,8059	-55,18%
42	98,1441	44,1338	-55,03%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Após o aumento do momento de inércia dos pilares vê-se, através das diferenças de até 68% nos resultados, que o pórtico apresentou uma significativa diminuição nos deslocamentos horizontais.

4.4 PÓRTICO 4 – 40 PAVIMENTOS

O Pórtico 4, que será calculado neste item, apresentará 40 pavimentos com as mesmas dimensões, propriedades e cargas atuantes, com exceção da ação do vento, dos pórticos calculados nos itens anteriores.

4.4.1 Cálculo da força do vento

Após a comparação entre os casos 5 e 6, decidiu-se por calcular a força horizontal da ação do vento na estrutura através de faixas de altura para que sejam obtidos resultados mais apurados.

Até os 60 metros, serão consideradas faixas de atuação da força do vento de 10 metros e, após os 60 metros, serão consideradas faixas de 20 metros por limitação da NBR 6123/1988. Logo, para as diferentes alturas foram obtidos os seguintes valores de S_2 e de F_a consequentemente:

Até 10 metros $\rightarrow S_2 = 0,67 \rightarrow F_a = 13,46 \text{ kN}$;
 De 10 metros à 20 metros $\rightarrow S_2 = 0,76 \rightarrow F_a = 17,32 \text{ kN}$;
 De 20 metros à 30 metros $\rightarrow S_2 = 0,82 \rightarrow F_a = 20,16 \text{ kN}$;
 De 30 metros à 40 metros $\rightarrow S_2 = 0,86 \rightarrow F_a = 22,18 \text{ kN}$;
 De 40 metros à 50 metros $\rightarrow S_2 = 0,89 \rightarrow F_a = 23,76 \text{ kN}$;
 De 50 metros à 60 metros $\rightarrow S_2 = 0,92 \rightarrow F_a = 25,38 \text{ kN}$;
 De 60 metros à 80 metros $\rightarrow S_2 = 0,97 \rightarrow F_a = 28,22 \text{ kN}$;
 De 80 metros à 100 metros $\rightarrow S_2 = 1,01 \rightarrow F_a = 30,59 \text{ kN}$;
 De 100 metros à 120 metros $\rightarrow S_2 = 1,04 \rightarrow F_a = 32,44 \text{ kN}$;
 No último pavimento $\rightarrow S_2 = 1,04 \rightarrow F_a = 16,22 \text{ kN}$;

4.4.2 Caso 9

Para o Caso 9, será considerada a seção transversal dos pilares como sendo 150 x 20 cm. Pode-se observar os deslocamentos máximos obtidos nas análises de 1ª e 2ª ordem na Tabela 28 a seguir:

Tabela 28 - Deslocamentos nodais máximos 1ª e 2ª Ordem - Caso 9

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
41	360,8046	640,2110	43,64%
82	360,7902	640,1973	43,64%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Nota-se que, mesmo com pilares de seção transversal considerável, os deslocamentos obtidos não podem ser aplicados em casos de estruturas reais por se tratarem de valores excessivamente altos. Este fato assegura

a ideia já citada de que quanto maior o número de pavimentos do edifício, mais suscetível aos esforços de 2ª ordem ele estará.

4.4.3 Caso 10

A análise do Caso 9 impeliu à necessidade de uma nova análise com pilares de seção transversal ainda maior. Neste caso, serão consideradas seções transversais de 150 x 50 cm. A Tabela 29 a seguir apresenta os deslocamentos máximos obtidos:

Tabela 29 - Deslocamentos nodais máximos 1ª e 2ª Ordem - Caso 10

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
41	232,9869	354,1020	34,20%
82	232,9730	354,0885	34,20%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Observa-se, como era de se esperar, que o aumento da base da seção transversal também resulta no aumento da rigidez dos pilares e, por consequência, na diminuição dos deslocamentos horizontais.

4.4.4 Caso 11

Neste caso, será estudado se o aumento da seção transversal das vigas também influencia na diminuição dos deslocamentos horizontais. Para tanto, definiu-se 50 x 50 cm a nova seção transversal das vigas. Em se tratando dos pilares, será mantida a seção transversal do Caso 10. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 30 a seguir:

Tabela 30 - Deslocamentos nodais máximos 1ª e 2ª Ordem - Caso 11

Nó	Deslocamento horizontal 1ª Ordem (cm)	Deslocamento horizontal 2ª Ordem (cm)	Diferença %
41	144,3221	182,7872	21,04%
82	144,3158	182,7810	21,04%

Fonte: Desenvolvido pela autora

Embora os resultados ainda sejam muito altos para aplicação em casos reais, o aumento da seção transversal das viga tem muita influência na diminuição dos deslocamentos horizontais na estrutura.

5 CONCLUSÃO

A partir do que foi estudado neste trabalho, chegou-se às conclusões apresentadas neste capítulo.

A força do vento é uma das principais ações causadoras dos efeitos de segunda ordem global nos edifícios, pois o efeito P-Delta é desencadeado a partir do deslocamento horizontal causado por ela. E quanto mais elevada for a estrutura, maior será a ação do vento sobre ela, tornando-a mais suscetível aos efeitos de segunda ordem, o que, dependendo dos casos, impele a um estudo mais detalhado em túneis de vento e outros dispositivos.

Em relação à necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem, pôde-se perceber que, para estruturas de poucos pavimentos, a diferença entre os deslocamentos obtidos pelas análises de primeira e segunda ordem são irrelevantes. Mesmo com o estudo de uma quantidade limitada de configurações, é possível concluir com auxílio da pesquisa bibliográfica que, abaixo de certo limite do índice de esbeltez, os efeitos de segunda ordem não se fazem relevantes.

Já nas estruturas que possuem elevada quantidade de pavimentos, como nos Pórticos 3 e 4, os efeitos de segunda ordem se sobressaem e sua consideração é peça fundamental no cálculo estrutural. Podendo a estrutura entrar em colapso caso estes efeitos sejam ignorados.

A respeito dos parâmetros estruturais, observou-se nos exemplos numéricos que o aumento da seção transversal dos pilares e até mesmo das vigas, assim como a mudança de orientação dos pilares têm influência definitiva nos resultados das análises. Logo, a rigidez da estrutura e suas condições de contorno são fatores de elevada importância no que diz respeito aos deslocamentos horizontais e, por consequência, na sua estabilidade global. A aplicação de estruturas de contraventamento nestes casos nada mais é que a alteração dos parâmetros de contorno e rigidez do edifício.

Como sugestões para trabalhos futuros fica o estudo de plantas de fôrmas mais detalhadas e em três dimensões, o que se aproximaria mais da realidade.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221p.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1988. 66p.

BANKI, A. L. **Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios**. 1999. 291f. Tese (Mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1999.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: solicitações normais, estados limites últimos – teoria e aplicações. Rio de Janeiro: LCT, 1981. 464p.

_____. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995. 382p.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221f. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PEREIRA, G. S.; RAMALHO, M. A. Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. **Cadernos de engenharia de estruturas**, São Carlos, v. 9, n. 36, p. 19-47, 2007.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. **Cadernos de engenharia de estruturas**, São Carlos, n. 19, p. 171-206, 2002.

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

SANTURIAN, S. **Não linearidade geométrica em pórticos planos de concreto armado**. 2008. 75f. Dissertação (Diplomação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2008.

WORDELL, F. **Avaliação de instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 93f. Tese (Mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.