

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO – UEMA  
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS – CCT  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**EDIR CARLOS CUNHA PEREIRA**

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**

São Luís

2017

**EDIR CARLOS CUNHA PEREIRA**

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão – UEMA, para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. João Celso Martins Marques

São Luís  
2017


**EDIR CARLOS CUNHA PEREIRA**

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**

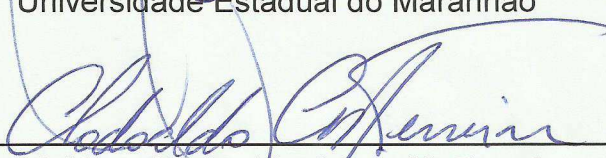
Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão – UEMA, para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 27 / 06 / 2017

**BANCA EXAMINADORA**

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Msc. João Celso Martins Marques (Orientador)**  
Universidade Estadual do Maranhão

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Esp. João Aureliano de Lima Filho**  
Universidade Estadual do Maranhão

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Msc. Clodoaldo Cesar M. Ferreira**  
Universidade Estadual do Maranhão

## **AGRADECIMENTOS**

A DEUS em primeiro lugar, por ter me guiado e dado sabedoria em todos os momentos dessa jornada, me concedendo saúde e disposição para enfrentar os desafios que surgiram.

À minha mãe e meu pai, Dinalva Cunha e Josimar Pereira (em memória), por todo amor, incentivo, inspiração e apoio. Sem os valores e a criação que vocês me deram, nunca me tornaria a pessoa que sou hoje. Também a meus irmãos Éder Fernando e Edesio Rafael e a todos meus familiares, pelo companheirismo e apoio nos momentos mais difíceis.

Ao professor João Celso Martins Marques, orientador deste trabalho, pelos importantes ensinamentos e pela paciência e disposição no esclarecimento das dúvidas que surgiram no seu decorrer.

A todos os meus colegas, pelo apoio e ajuda nos momentos de dificuldade. Ao longo desses anos, vocês me ajudaram a crescer e amadurecer, tanto pessoalmente como profissionalmente.

A todos os professores e funcionários do curso de Engenharia Civil da UEMA por estarem sempre a nossa disposição no momento de necessidade.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para que esse objetivo fosse alcançado.

## RESUMO

No atual cenário da construção civil, em que as estruturas são construídas cada vez mais esbeltas e com maiores vãos, a análise da estabilidade global torna-se indispensável para manter a segurança do edifício. Nesse contexto, é apresentado neste trabalho um estudo sobre a estabilidade global em edifícios de concreto armado, levando em consideração o comportamento não linear do material. A análise é feita por meio da combinação dos esforços verticais e horizontais que, ao provocarem deslocamentos na estrutura, fazem com que apareçam esforços adicionais de intensa magnitude, podendo levá-la ao colapso caso não sejam quantificados no cálculo estrutural. Para a determinação dos efeitos de primeira ordem e deslocabilidade da estrutura, será utilizado o programa SAP 2000 com o intuito determinar os reais esforços atuantes. Os efeitos globais de segunda ordem serão analisados por meio dos parâmetros apresentados pela ABNT NBR 6118:2014,  $\alpha$  (alpha) e  $\gamma_z$  (gama-z). A partir deles pode-se verificar se a análise da estrutura precisa ou não levar em consideração esses esforços adicionais. Serão apresentadas também as principais subestruturas de contraventamento utilizadas para combater os efeitos de segunda ordem atuantes.

Palavras-chave: concreto armado, estabilidade global, efeitos de segunda ordem, Alpha, Gama-z.

## ABSTRACT

In the current scenario of civil construction, where the structures are built increasingly slender and with larger spans, the analysis of global stability becomes indispensable to maintain the security of the building. In this context, a study on the overall stability of reinforced concrete buildings is presented, taking into account the non-linear behavior of the material. The analysis is done by means of the combination of the vertical and horizontal efforts that, by causing displacements in the structure, cause additional efforts of intense magnitude to appear, which can lead to collapse if they are not quantified in the structural calculation. In order to determine the first order effects and displaceability of the structure, the SAP 2000 program will be used to determine the real working forces. The second-order global effects will be analyzed by the parameters presented by ABNT NBR 6118: 2014,  $\alpha$  (alpha) and  $\gamma_z$  (gamma-z). From them it can be verified whether or not the structure analysis needs to take into account these additional efforts. The main bracing sub-structures used to combat second-order effects will also be presented.

Keywords: reinforced concrete, global stability, second-order effects, Alpha, Gamma-z.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Exemplos de estabilidade.....	19
Figura 2	Efeitos de primeira ordem.....	20
Figura 3	Efeitos de segunda ordem.....	21
Figura 4	Contraventamento estrutural.....	22
Figura 5	Diagrama de Momento Fletor sem e com distribuição.....	24
Figura 6	Esquema estrutural de prédio alto .....	25
Figura 7	Estrutura de nós fixos e nós deslocáveis.....	26
Figura 8	Diagramas tensão-deformação material linear e não linear.....	27
Figura 9	Diagrama tensão deformação do concreto.....	28
Figura 10	Pilar equivalente.....	30
Figura 11	Principais tipos de estruturas de contraventamento.....	35
Figura 12	Pilar parede e núcleo estrutural .....	38
Figura 13	Deformações entre pórtico e parede estrutural.....	39
Figura 14	Núcleos e tubos resistentes.....	40
Figura 15	Construção de edifício contraventado por núcleo .....	40
Figura 16	Efeito do vento nas edificações.....	42
Figura 17	Mapa das Isoplelas da velocidade básica $V_0$ .....	43
Figura 18	Sentido de aplicação da força do vento na edificação .....	54
Figura 19	Situação I proposta.....	57
Figura 20	Situação II proposta .....	58
Figura 21	Situação III proposta .....	59
Figura 22	Situação IV proposta.....	60
Figura 23	Situação V proposta.....	61
Figura 24	Perspectiva da Situação I .....	63
Figura 25	Combinação das ações no SAP 2000.....	63
Figura 26	Redução da rigidez para a NLF para pilares e vigas.....	64
Figura 27	Deformada da estrutura sem considerar NLF.....	64
Figura 28	Deformada da estrutura considerando a NLF.....	65
Figura 29	Perspectiva da Situação II .....	70

Figura 30	Deformada da estrutura .....	71
Figura 31	Perspectiva da Situação III .....	75
Figura 32	Deformada da estrutura .....	76
Figura 33	Perspectiva da Situação IV .....	83
Figura 34	Deformada da estrutura .....	84
Figura 35	Perspectiva da Situação V .....	88
Figura 36	Deformada da estrutura .....	88



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1	Valores para $\beta$ obtidos da NBR 6118:2014.....	21
Quadro 2	Fator $S_2$ adaptada da NBR 6123:1988.....	46
Quadro 3	Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ adaptada da NBR 6123.....	47
Quadro 4	Características do concreto.....	52
Quadro 5	Cargas atuantes.....	53
Quadro 6	Coefficientes de ponderação e redução das ações.....	54
Quadro 7	Força de arrasto do vento.....	62
Quadro 8	Deslocamentos dos nós sem considerar a NLF.....	65
Quadro 9	Deslocamentos dos nós considerando a NLF.....	66
Quadro 10	Somatório das cargas verticais.....	67
Quadro 11	Somatório dos produtos das forças verticais.....	68
Quadro 12	Momento de tombamento .....	69
Quadro 13	Deslocamentos nos pavimentos .....	71
Quadro 14	Somatório das cargas verticais .....	72
Quadro 15	Somatório dos produtos das forças verticais .....	73
Quadro 16	Momento de tombamento .....	74
Quadro 17	Deslocamentos nos pavimentos.....	76
Quadro 18	Somatório das cargas verticais.....	77
Quadro 19	Somatório dos produtos das forças verticais.....	78
Quadro 20	Momento de tombamento .....	79
Quadro 21	Esforços normais de primeira e segunda ordem.....	80
Quadro 22	Momento fletores de primeira e segunda ordem.....	82
Quadro 23	Deslocamentos dos nós .....	84
Quadro 24	Somatório das cargas verticais.....	85
Quadro 25	Somatório dos produtos das forças verticais.....	86
Quadro 26	Momento de tombamento .....	87
Quadro 27	Deslocamentos dos nós .....	89
Quadro 28	Somatório das cargas verticais.....	90
Quadro 29	Somatório dos produtos das forças verticais.....	91
Quadro 30	Resumo dos Resultados .....	92

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1	Esforços normais de cálculo de 1ª e 2ª ordem para COMB 0º.....	81
Gráfico 2	Esforços normais de cálculo de 1ª e 2ª ordem para COMB 90º.....	81
Gráfico 3	Momentos fletores de cálculo de 1ª e 2ª ordem para COMB 0º.....	82
Gráfico 4	Momentos fletores de cálculo de 1ª e 2ª ordem para COMB 90º.....	83

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

$A_e$	Área efetiva de aplicação da força do vento
$ABNT$	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$\beta$	Fator de redução da rigidez
$C_a$	Coeficiente de arrasto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
E.I	Rigidez equivalente do pórtico
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
F	Força horizontal aplicada
$F_a$	Força de arrasto do vento
$H_{tot}$	Altura total da edificação
$I_c$	Momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto.
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento
$N$	Número de pavimentos da edificação
$NLF$	Não linearidade física
$NLG$	Não linearidade geométrica
$N_k$	Somatório das cargas verticais
$q$	Pressão dinâmica do vento
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Fator relativo à rugosidade e dimensões da edificação
$S_3$	Fator estatístico
$V_0$	Velocidade básica do vento em m/s
$V_k$	Velocidade característica do vento
$\alpha$	Parâmetro de instabilidade Alpha
$\gamma_z$	Coeficiente Gamma-z
$\delta$	Deslocamento horizontal do pórtico
$\Delta M_{tot,d}$	Produto das forças verticais

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	14
<b>1.1</b>	<b>Considerações Iniciais</b> .....	14
<b>1.2</b>	<b>Tema</b> .....	15
<b>1.3</b>	<b>Problema</b> .....	15
<b>1.4</b>	<b>Objetivos</b> .....	16
1.4.1	Geral.....	16
1.4.2	Específicos.....	16
<b>1.5</b>	<b>Justificativa</b> .....	17
<b>2</b>	<b>REFERÊNCIAL TEÓRICO</b> .....	18
<b>2.1</b>	<b>Estabilidade estrutural</b> .....	18
2.1.1	Visão local.....	19
2.1.2	Visão global.....	20
2.1.2.1	<i>Efeitos de primeira ordem</i> .....	20
2.1.2.2	<i>Efeitos de segunda ordem</i> .....	21
2.1.3	Contraventamento estrutural.....	22
2.1.4	Tipos de análise estrutural.....	23
2.1.4.1	<i>Análise linear</i> .....	23
2.1.4.2	<i>Análise linear com redistribuição</i> .....	23
2.1.4.3	<i>Análise não linear</i> .....	24
2.1.4.4	<i>Análise através de modelos físicos</i> .....	24
<b>2.2</b>	<b>Comportamento e estabilidade global das estruturas</b> .....	25
2.2.1	Não linearidade geométrica.....	26
2.2.2	Não linearidade física.....	27
2.2.3	Inércia do pilar equivalente.....	29
2.2.4	Parâmetros de estabilidade e efeitos de segunda ordem.....	31
2.2.4.1	<i>Parâmetro de instabilidade <math>\alpha</math></i> .....	31
2.2.4.2	<i>Coeficiente <math>\gamma_z</math></i> .....	33
<b>2.3</b>	<b>Estruturas de contraventamento</b> .....	34
2.3.1	Pórtico treliçado.....	36
2.3.2	Pilar parede.....	37
2.3.3	Paredes associadas a pórticos .....	38
2.3.4	Núcleo estável.....	39
<b>2.4</b>	<b>Ações atuantes na edificação</b> .....	41

2.4.1	Ações horizontais.....	41
2.4.1.1	<i>Determinação da velocidade do vento.....</i>	42
2.4.1.2	<i>Fator topográfico – S1.....</i>	44
2.4.1.3	<i>Fator S2.....</i>	44
2.4.1.4	<i>Fator estatístico S3.....</i>	46
2.4.1.5	<i>Força de arrasto e coeficiente de arrasto.....</i>	47
2.4.2	Ações verticais.....	48
2.4.2.1	<i>Carga permanente.....</i>	48
2.4.2.2	<i>Carga acidental.....</i>	49
2.4.3	Combinação das ações.....	49
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA DA PESQUISA.....</b>	<b>51</b>
<b>3.1</b>	<b>Classificação da Pesquisa.....</b>	<b>51</b>
<b>3.2</b>	<b>Planejamento da Pesquisa .....</b>	<b>51</b>
<b>3.3</b>	<b>Coleta e Interpretação de Dados.....</b>	<b>52</b>
3.3.1	Definição arquitetônica e estrutural.....	52
3.3.2	Pré-dimensionamento das estruturas analisadas.....	52
3.3.3	Cálculo das ações do vento .....	53
3.3.4	Definição das ações atuantes .....	53
3.3.5	Combinação das ações.....	54
3.3.6	Determinação das reações e deslocamentos.....	55
3.3.7	Verificação da estabilidade global do edifício.....	55
<b>3.4</b>	<b>Análise de Dados.....</b>	<b>55</b>
<b>3.5</b>	<b>Apresentação de Dados.....</b>	<b>56</b>
<b>4</b>	<b>ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>56</b>
<b>4.1</b>	<b>Situação I.....</b>	<b>57</b>
<b>4.2</b>	<b>Situação II.....</b>	<b>58</b>
<b>4.3</b>	<b>Situação III.....</b>	<b>59</b>
<b>4.4</b>	<b>Situação IV .....</b>	<b>60</b>
<b>4.5</b>	<b>Situação V .....</b>	<b>61</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>62</b>
<b>5.1</b>	<b>Determinação da força de arrasto do vento.....</b>	<b>62</b>
<b>5.2</b>	<b>Situação I.....</b>	<b>63</b>
<b>5.3</b>	<b>Situação II.....</b>	<b>70</b>
<b>5.4</b>	<b>Situação III.....</b>	<b>75</b>

<b>5.5</b>	<b>Situação IV .....</b>	<b>83</b>
<b>5.6</b>	<b>Situação V .....</b>	<b>88</b>
<b>5.7</b>	<b>Resumo dos Resultados .....</b>	<b>92</b>
<b>5.8</b>	<b>Discussão sobre os resultados encontrados .....</b>	<b>92</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>94</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>96</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>99</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

Nos últimos anos, áreas como a de tecnologia dos materiais vêm sofrendo um constante avanço, propiciando que a indústria da construção civil aperfeiçoe seus métodos construtivos a fim de melhor adequar-se às necessidades sentidas pelo mundo contemporâneo. Isso tem possibilitado a construção de edifícios cada vez mais esbeltos, com maiores vãos e números significativos de pavimentos.

A concepção estrutural desses edifícios está cada vez mais difundida no ramo da engenharia civil, propiciando redução nos custos da construção e um maior aproveitamento da área a ser construída.

Para garantir a estabilidade, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) preconiza que o edifício deve atender ao ELS (Estado Limite de Serviço) e ELU (Estado Limite Último), no intuito de assegurar uma rigidez que proporcione segurança e conforto aos usuários da edificação. Para isso, é necessário que o engenheiro quantifique corretamente todos os esforços que irão atuar nela.

Torna-se de suma importância, então, que o engenheiro calculista tenha conhecimento sobre os parâmetros de estabilidade recomendados por norma, a fim de conhecer quando devem ser considerados os efeitos globais e como eles devem ser combatidos para não provocarem a instabilidade na estrutura.

Segundo a NBR 6118:2014, os edifícios com mais de quatro pavimentos devem essencialmente fazer a verificação da estabilidade do edifício. Devido a essa preocupação, diversos estudiosos propuseram técnicas de modelos de cálculo com usos computacionais, como por exemplo os softwares SAP 2000, Eberick e TQS.

O presente trabalho tem como finalidade fazer uma análise dos esforços atuantes em estruturas de concreto armado provenientes dos efeitos globais. São apresentados métodos aproximados de cálculo dos efeitos de segunda ordem e os valores limites do parâmetro de instabilidade previstos pela NBR 6118:2014. Serão apresentadas também as principais estruturas de contraventamento e como elas se comportam no combate aos esforços de 2ª ordem.

## 1.2 Tema

Estabilidade Global em Edifícios de Concreto Armado.

## 1.3 Problema

Com o significativo aumento da população nas últimas décadas, Carneiro e Martins (2008) indicam que isso propiciou o desenvolvimento significativo das cidades, provocando uma tendência de localização de grandes contingentes da população junto aos centros urbanos, elevando assim o custo financeiro e atenuando a escassez dos terrenos disponíveis.

Essa demanda por moradias fez com que a indústria da construção civil buscasse aperfeiçoar suas técnicas, no intuito de reduzir custos e aproveitar ao máximo o espaço a ser construído a edificação, adequando-se às necessidades sentidas pelo mundo contemporâneo.

Influenciadas pelo aquecimento da economia e avanço da tecnologia de materiais, diversas empresas começaram a construir estruturas cada vez mais esbeltas, seja na redução da seção transversal dos elementos estruturais como na elevação dos vãos de vigas e lajes.

Segundo a NBR 6118:2014, tais estruturas de concreto armado devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que, sob as condições previstas e respeitadas as condições de manutenção preventiva especificadas no projeto, conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período prefixado de tempo, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

Com isso, para o estudo da estabilidade de estruturas em geral torna-se essencial a análise tanto dos efeitos locais, equilíbrio de cada elemento isoladamente, como dos efeitos globais, considerando-se a estrutura trabalhando como um conjunto.

Nesse contexto, a ação do vento atuante nas estruturas torna-se um fator de significativa importância para a análise da estabilidade global das mesmas, pois ela, ao provocar deslocamentos horizontais, faz surgir os esforços de segunda ordem, que podem ser de magnitudes consideráveis, modificando a distribuição dos seus esforços internos.



Dessa forma se torna crucial que o engenheiro calculista tenha real conhecimento da situação a que o edifício está inserido, para que possa verificar quando os efeitos de segunda ordem devem ser considerados e qual o procedimento a se tomar quando a estrutura for considerada instável.

Tendo em vista a importância da análise dos efeitos globais e locais em uma estrutura esbelta de concreto armado, levantada pelo autor, de que forma os efeitos de segunda ordem interferem na estabilidade de uma estrutura em concreto armado e quais os elementos utilizados para combater esse tipo de esforço indesejado?

## 1.4 Objetivos

A seguir, consta os objetivos pretendidos alcançar com esse trabalho.

### 1.4.1 Geral

Avaliar a estabilidade global em edifícios de concreto armado com o auxílio do programa SAP2000, a partir de modelos genéricos, no qual serão calculados os esforços atuantes na estrutura que agem de forma a gerar instabilidade na mesma.

Avaliar também a importância da consideração da ação do vento como fator determinante para a análise da estabilidade dos edifícios.

### 1.4.2 Específicos

- a) Identificar as informações e técnicas necessárias para a realização da análise;
- b) Determinar as ações externas que estão agindo sobre a estrutura;
- c) Determinar os valores limites do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$  e verificar quando os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados na estrutura;
- d) Calcular os deslocamentos horizontais causados pelas forças externas atuantes por meio do programa SAP 2000;

- e) Analisar os elementos de contraventamento (painéis, núcleo, associação de painéis), a fim de verificar a sua contribuição na estabilidade do edifício e quando devem ser implantadas no projeto estrutural.

## **1.5 Justificativa**

A falta de conhecimento, ou mesmo ignorância por parte do engenheiro, sobre os efeitos de segunda ordem faz com que sejam desprezadas na análise estrutural carregamentos de intensa magnitude que podem alterar as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em elementos, partes ou em toda a estrutura.

Dessa forma, as ferramentas de análise estrutural e avaliação de desempenho de edifícios, submetidos à combinação de variados esforços atuantes, são importantes para manter o calculista bem informado a respeito da real situação a que o mesmo está sujeito.

A análise estrutural a partir de programas como o SAP 2000 se configuram como uma forma prática e eficiente de se conhecer a real situação de um edifício in loco, uma vez que por meio dos esforços e deslocamentos encontrados consegue-se evidenciar de forma mais clara o seu comportamento estrutural. Os parâmetros de estabilidade globais calculados a partir desses dados geram informações importantes para a manutenção da estabilidade e segurança de edifícios de concreto armado esbeltos e com significativo número de pavimentos.

Com o intuito de aprofundar o estudo, será realizada uma análise dos esforços atuantes provenientes dos efeitos globais em projetos genéricos de estruturas de concreto armado. São apresentados métodos aproximados de cálculo dos efeitos de segunda ordem e os valores limites dos parâmetros de instabilidade previstos pela NBR 6118:2014.

O autor se propôs a realizar tal pesquisa devido ao interesse pessoal para com a área da Engenharia Estrutural e pela relevância do assunto no cenário atual da construção civil, gerando informações interessantes e avaliações de grande valia tanto para o autor quanto para o meio técnico e acadêmico.

## 2 REFERÊNCIAL TEÓRICO

Ao longo deste capítulo será apresentada a revisão da literatura que fundamenta a realização da pesquisa a ser aplicada sobre estabilidade global em edifícios de concreto armado.

Serão enfatizados conceitos, características, métodos e técnicas que auxiliem no desenvolvimento das análises pretendidas, abordando temas referentes à Análise de Estruturas, Materiais de Construção e Resistência dos Materiais.

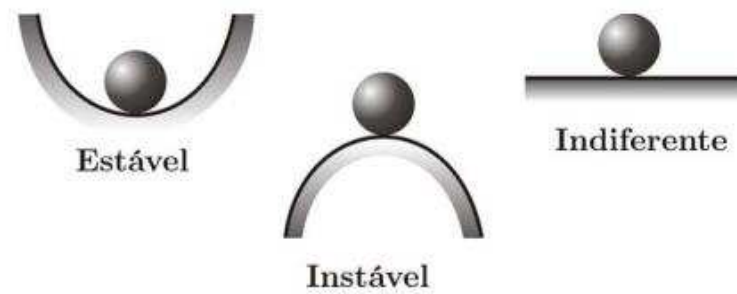
### 2.1 Estabilidade estrutural

Estrutura de uma edificação, segundo Rovere e Moraes (2005), é a parte da construção responsável pela estabilidade e resistência às ações externas. Ao ser submetida a essas ações, ela deve tanto apresentar segurança quanto à ruptura dos materiais utilizados como também quanto à estabilidade global ou parcial de todos seus elementos; além disso, deve demonstrar um bom desempenho estrutural, no que diz respeito a deformações e durabilidade, de acordo com a finalidade e vida útil para a qual foi projetada.

Rovere e Moraes (2005) ainda afirmam que cabe à Análise Estrutural a definição do modelo estrutural adequado a ser utilizado em projetos, determinando os deslocamentos de todos os pontos da estrutura (translações e rotações), esforços internos (axial, cortante, flexão e torção) e reações nos vínculos. É a partir do conhecimento desses esforços que se pode fazer o correto dimensionamento dos elementos estruturais.

É destacado por Silva (2011) que cada parte que compõe a estrutura deve resistir aos esforços internos e retransmitir os esforços externos para as demais peças através dos vínculos que as unem, finalizado com a condução do esforço para o solo que deverá suportá-lo.

Estabilidade na Engenharia Civil é um termo que define a configuração de equilíbrio do arranjo de uma edificação, não podendo esta ser alterada drasticamente na presença de imperfeições e ações perturbadoras. É a capacidade que a edificação possui de se manter uniforme na sua aparência e desempenho. Em termos físicos simples, a estabilidade refere-se à busca pelo equilíbrio de um sistema físico, conforme indicado na Figura 1.

**Figura 1 – Exemplos de estabilidade**

Fonte: SILVA (2011)

Segundo a NBR 6118:2014, as estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que sob as condições previstas e respeitadas as condições de manutenção, mantenham-se os parâmetros de segurança, estabilidade e de aparência aceitável, durante um período pré-fixado de tempo, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

De acordo com Carvalho e Filho (2008), a análise dos efeitos das ações em uma estrutura tem a finalidade de efetuar verificações do Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), recomendados pela NBR 6118:2014. Dessa maneira é possível estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em elementos, partes ou em toda a estrutura e, conseqüentemente, verificar se ela se configura como estável ou instável.

A NBR 8681:2003 evidencia que o ELS é verificado quando da utilização da edificação nas suas funcionalidades ao longo da sua vida útil, a repetição ou duração dos esforços que ocorrem no dia-a-dia afetam a durabilidade, aparência, funcionalidade e conforto do usuário. Já o ELU é verificado quando ocorre o esgotamento da capacidade resistente da estrutura. Esse estado limite está relacionado ao colapso ou qualquer tipo de ruína estrutural.

### 2.1.1 Visão local

Segundo Ribeiro (2010), é a parte da mecânica das estruturas responsável pelas análises e verificações que são efetuadas elemento a elemento, fazendo-se a análise de cada parcela da estrutura (pilar, viga, laje, etc) de maneira isolada.

Esse tipo de análise faz a verificação do edifício na configuração inicial (não deformada), visando garantir a segurança e o correto dimensionamento da estrutura. A análise da estabilidade local não leva em consideração esforços que tendem a atuar na estrutura como um todo.

### 2.1.2 Visão global

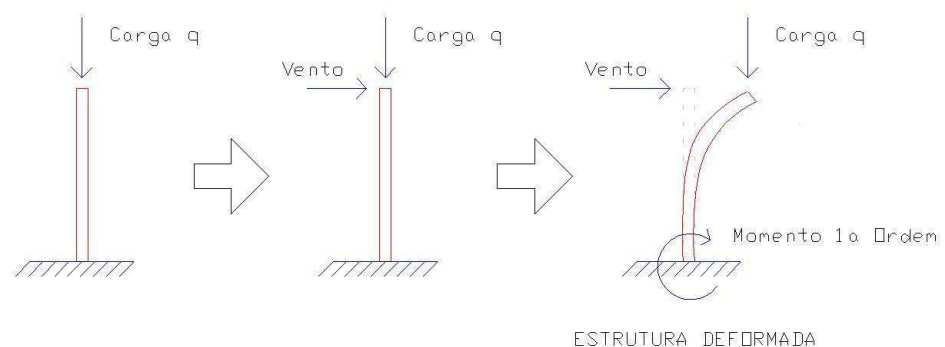
A estrutura aqui é tratada como parte integrante de um sistema mais amplo, sendo necessário conhecer bem o seu comportamento como um todo e criar subsídios para que se possa observar a sua real condição de equilíbrio.

Analisa-se os efeitos oriundos a partir da deformação da estrutura, que são provenientes tanto dos efeitos de primeira ordem como os de segunda ordem. Para isso, torna-se essencial a distinção desses efeitos que atuam sobre uma estrutura.

#### 2.1.2.1 Efeitos de primeira ordem

Os efeitos de primeira ordem surgem a partir da aplicação de uma carga horizontal no topo da estrutura, de tal forma de que ela gerará um momento de engastamento na base. Chama-se esforço de primeira ordem pelo fato de ter sido obtido na análise do equilíbrio da barra na posição indeformada (inicial). A figura 2 representa esse tipo de efeito aplicado a uma barra com base engastada e topo livre para deslocamento.

**Figura 2 – Efeitos de primeira ordem**



Fonte: CLUBE DO CONCRETO (2016)

### 2.1.2.2 Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem podem ser divididos em locais e globais. Carmo (1995, p. 01) define os efeitos globais como: “[...] esforços de segundas ordens decorrentes do deslocamento lateral dos nós da estrutura submetida às ações verticais e horizontais [...]”. Já os efeitos locais se referem a esforços que surgem nos elementos da estrutura e tendem a afetar somente as ações que a solicitam ao longo de seu comprimento, devido aos deslocamentos dos seus pontos nos eixos de translação e rotação.

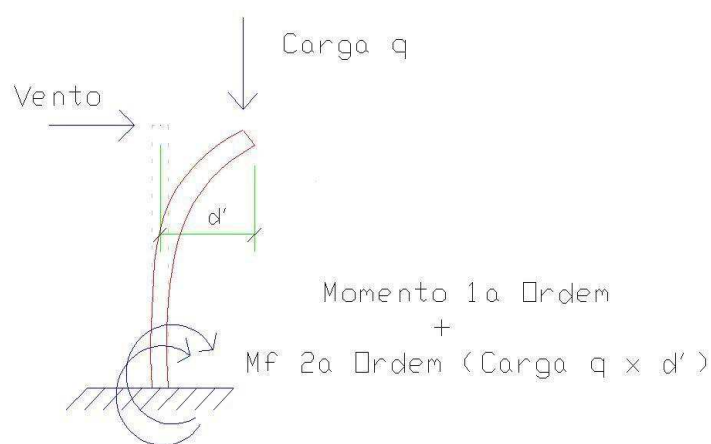
De acordo com Hauch (2010), essas ações horizontais ao gerarem deslocamentos horizontais, e quando associados em superposição às ações verticais, implicarão em ampliações desses efeitos de 2.<sup>a</sup> ordem.

Oliveira (2002) ainda destaca que esses efeitos surgem quando o estudo do equilíbrio da estrutura é efetuado considerando a configuração deformada, ou seja, quando os deslocamentos são levados em conta na análise. Dessa forma, as forças existentes interagem com os deslocamentos, produzindo esforços adicionais.

A estabilidade global de uma estrutura está diretamente relacionada aos efeitos de segunda ordem. Quanto maiores, menos estável será a estrutura. Assim, o combate à instabilidade deve ser feito para minimizá-los.

A figura 3 indica a representação de um efeito de segunda ordem gerado no topo de uma barra engastada na base e livre no topo.

**Figura 3** – Efeitos de segunda ordem



Fonte: CLUBE DO CONCRETO (2016)

### 2.1.3 Contraventamento estrutural

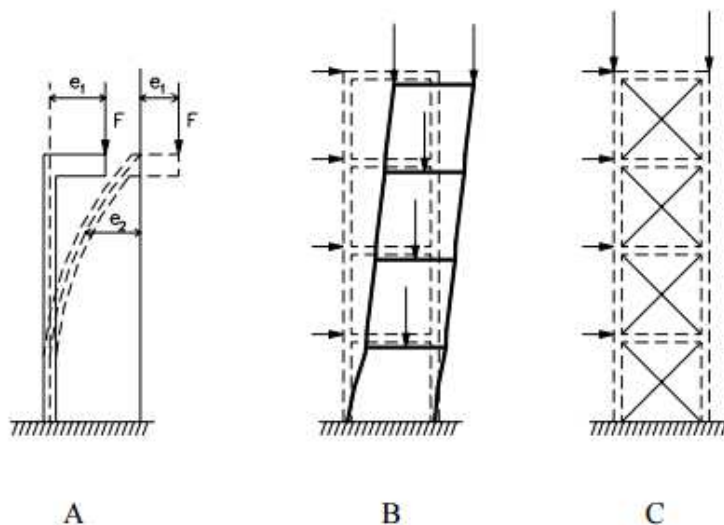
Carneiro e Martins (2008, p 02) indicam que: “O contraventamento é uma estrutura auxiliar organizada para resistir às solicitações extemporâneas que podem surgir no edifício.”. Assim, ele tem a função de aumentar a rigidez do sistema, no intuito de diminuir os deslocamentos provocados pelas forças externas e absorver forças excepcionais para as quais o edifício não está habilitado a suportar.

Nesse contexto, as estruturas dos edifícios podem ser classificadas, segundo Melges (2012), a partir de sua rigidez, em contraventadas e não-contraventadas.

As estruturas contraventadas são as que dispõem de um dispositivo de contraventamento suficientemente rígido com funcionalidade de diminuir os deslocamentos laterais. Os nós dessas estruturas em geral apresentam pequenos deslocamentos horizontais (nós fixos), podendo-se, assim, dispensar a consideração dos efeitos globais de segunda ordem.

Ainda segundo Melges (2012), as estruturas não-contraventadas, também conhecidas como estruturas deslocáveis ou de nós móveis, possuem pouca rigidez com relação às ações horizontais e os efeitos de 2ª ordem globais devem ser obrigatoriamente considerados. Isso fica evidenciado na figura 4.

**Figura 4** – Contraventamento estrutural. A) Efeitos de segunda ordem; B) Estrutura não-contraventada; C) Estrutura contraventada.



Fonte: FUSCO (1995)

#### 2.1.4 Tipos de Análise Estrutural

A NBR 6118:2014 permite cinco tipos de análise, quanto ao comportamento do concreto armado, e exige que o projeto apresente conformidade com pelo menos um desses modelos. No presente trabalho serão apresentados os principais tipos de análises. Em todos eles, são admitidos pequenos deslocamentos para a estrutura, e as condições de equilíbrio e resistência devem ser satisfeitas.

##### *2.1.4.1 Análise linear*

Segundo Fontes e Pinheiro (2009), este tipo de análise considera os materiais elástico-lineares. A elasticidade de um material refere-se à tendência do mesmo voltar ao seu estado inicial, após ter sofrido deformações ocasionadas por ações externas, com posterior alívio de carregamento. Além disso, leva-se em consideração uma relação linear entre tensões e deformações, dada pelo módulo de elasticidade (E), valor este que é característico de cada material.

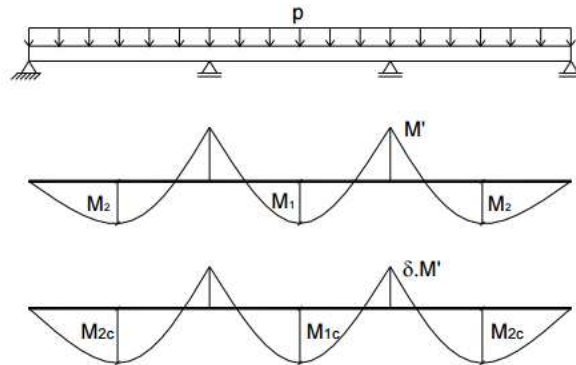
##### *2.1.4.2 Análise linear com redistribuição*

A NBR 6118:2014 destaca que nesse tipo de análise os efeitos das ações, determinados em uma análise linear, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do ELU.

Em síntese, Fontes e Pinheiro (2009, p.02) afirmam que: “A análise linear com redistribuição promove a redução de momentos fletores em apoios de vigas contínuas, e o respectivo aumento dos momentos nos vãos.” Essa redistribuição se dará pela multiplicação dos momentos nos apoios por um coeficiente de redistribuição  $\delta$ , com uma posterior correção dos momentos nos vãos. A figura 5 indica como acontece essa redistribuição ao longo de vigas contínuas.



**Figura 5** - Diagrama de Momento Fletor sem e com distribuição.



Fonte: FONTES; PINHEIRO (2009)

#### 2.1.4.3 Análise não-linear

A NBR 6118:2014 indica que nesse tipo de análise considera-se o comportamento não-linear dos materiais. Toda a geometria da estrutura, bem como todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas para que ela possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada. As condições de equilíbrio, compatibilidade e ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas.

Análises não-lineares podem ser adotadas tanto para verificações de estados-limites últimos como para verificações de estados-limites de serviço. Somente a partir delas é que se pode modelar um comportamento fisicamente e/ou geometricamente não-linear, permitindo assim a real simulação do comportamento de estruturas para determinados tipos de carregamento e fornecendo informações diretas sobre a resposta estrutural real que a edificação apresenta.

#### 2.1.4.4 Análise através de modelos físicos

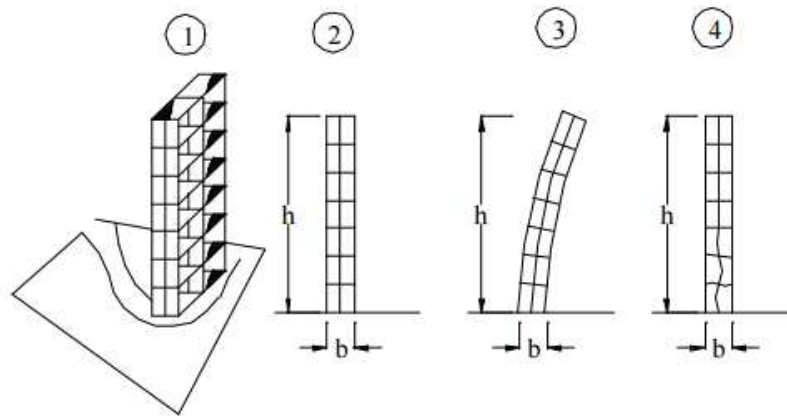
O emprego de modelos físicos, para Fontes e Pinheiro (2009), não é comum, pois seu custo é elevado e sua utilização requer equipamentos sofisticados de laboratório e pessoal especializado. Geralmente, esse tipo de análise é utilizado em obras que requerem uma atenção especial ao seu comportamento, devido quantidade de capital investido e a segurança que será proporcionada aos usuários, servindo para aferir ou ratificar resultados baseados em cálculos analíticos.

## 2.2 Comportamento e estabilidade global das estruturas

A NBR 6118:2014, em seu item 15.4.1, indica que com a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí esses efeitos que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas. Na figura 6 está representada a possibilidade de instabilidade que pode ser causada por esse tipo de efeito.

**Figura 6** – Esquema estrutural de prédio alto

- 1) Perspectiva esquemática; 2) Estrutura vertical indeformada; 3) Edificação sujeita a instabilidade global; 4) Instabilidade local de pilares centrais.



Fonte: CARVALHO; FILHO (2008)

Para Carneiro e Martins (2008), a classificação da estrutura de um edifício quanto ao seu grau de mobilidade, estrutura de nós fixos ou estrutura de nós móveis, é fundamental na sua análise em relação à estabilidade da edificação analisada. Esta classificação possibilita a adoção de critérios simplificados na quantificação dos efeitos de 2ª ordem.

A NBR 6118 (2014, p.103) deixa clara a diferença entre esses dois tipos de estruturas:

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

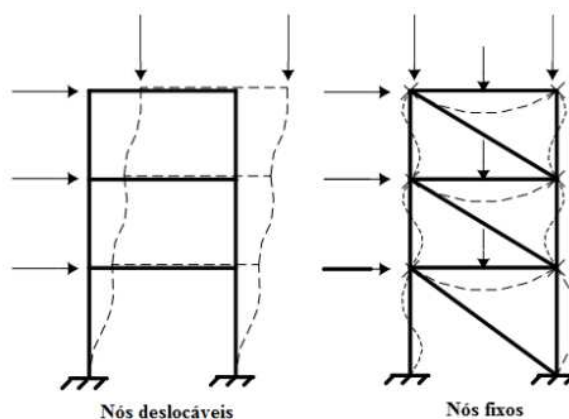
As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os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

Nas estruturas de nós fixos, segundo Carvalho e Pinheiro (2009, apud HAUCH, 2010), é permitido considerar cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de primeira ordem.

Já nas estruturas de nós móveis, Wordell (2003) afirma que os efeitos de segunda ordem, devido aos deslocamentos laterais dos nós, não podem ser desprezados, sendo necessária uma análise de conjunto, que leve em conta tanto a não linearidade geométrica como a física.

A figura 7 indica a representação de uma estrutura submetida à combinação de esforços verticais e horizontais, nas configurações de nós fixos e nós deslocáveis.

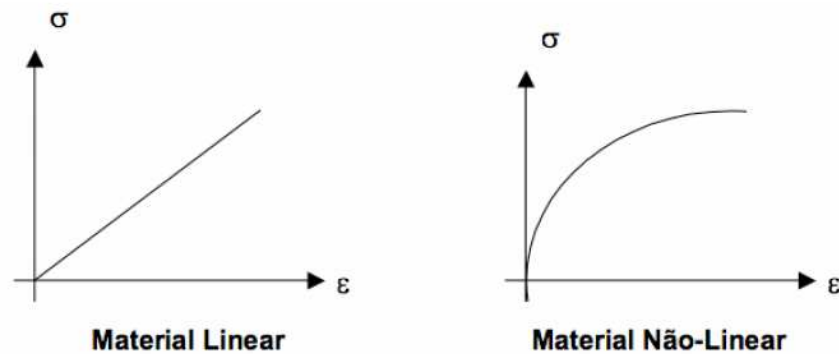
**Figura 7** – Estrutura de nós fixos e nós deslocáveis



Fonte: FUSCO (1995)

Conforme já ressaltado anteriormente, o comportamento linear do material se dá quando o mesmo obedece a Lei de Hooke, existindo proporcionalidade entre as tensões e as deformações. Caso contrário, o material é dito de comportamento não-linear, sendo indicado na Figura 8.

**Figura 8** – Diagramas tensão-deformação material linear e não-linear



Fonte:SCADELAI (2004)

### 2.2.1 Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica está relacionada com o deslocamento horizontal dos nós da estrutura ao receber carregamentos, devendo ser analisado, então, o arranjo estrutural na condição deformada, e não apenas na condição geométrica inicial (RIBEIRO, 2010).

Segundo Pinto e Ramalho (2002), no projeto de edifícios altos é essencial a verificação do problema da NLG quando a estrutura é solicitada conjuntamente por carregamentos verticais e pelos esforços externos horizontais. Isso devido ao fato de o carregamento vertical atuante na edificação deslocada poder ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de gerar a instabilidade estrutural na mesma.

Assim, Monacyo (2011) indica que essa não-linearidade é ocasionada pela mudança da geometria inicial da estrutura, que sofre deformações devido à ação desses esforços externos. A NLG, então, é verificada quando se leva em consideração os efeitos de 2ª ordem que tendem a surgir nesse tipo de estrutura, devendo estes ser calculados até que se atinja o seu equilíbrio total.

### 2.2.2 Não-linearidade física

A não-linearidade física é a que faz a consideração do comportamento condicionado pelas características físicas do concreto armado. Pinto e Ramalho

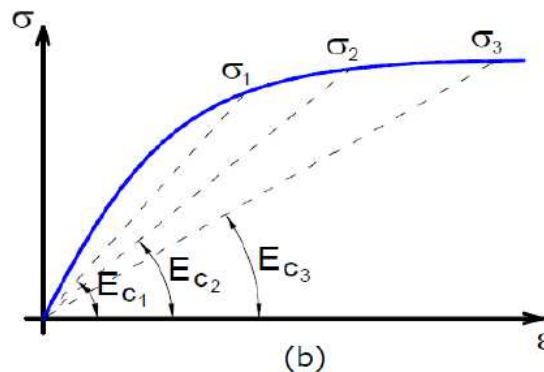
(2002, p.171) indicam que “[...] o efeito da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras, bem como outros fatores de menor importância, todos eles conferem ao concreto armado um comportamento não-linear.”.

Para Oliveira (2002), a não-linearidade física representa diretamente a aplicação da lei de Hooke, sendo relacionada às características do material utilizado. No concreto, a formação e abertura de fissuras ocasionam a perda da proporcionalidade existente no diagrama tensão-deformação do material linear antes mesmo do seu limite de proporcionalidade.

O concreto, por possuir comportamento não-linear, ao sofrer as deformações impostas pelos esforços atuantes, faz com que o módulo de elasticidade tangente inicial não permaneça constante com o aumento da tensão. Daí verifica-se que a partir de determinado valor de tensões aplicadas, as deformações possuem aumentos significativos em comparação àquelas.

Isso fica mais bem evidenciado no diagrama apresentado na figura 9.

**Figura 9** – Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: MONCAYO (2011)

O método mais adequado que aborde a não linearidade física, segundo Neto (2012), seria o que estivesse baseado na relação tensão-deformação do material em estudo. Contudo, é um processo que requer um maior custo computacional devido ao processo numérico. Assim, com o intuito de evitar esse custo e simplificar a consideração das características do material, neste caso o concreto, desenvolveu-se o método da rigidez secante dos elementos. Neste método, o material analisado deve ser considerado como elástico-linear, mas se

adota parâmetros que reduzam a rigidez do elemento estrutural como forma aproximada de consideração da não-linearidade física do elemento.

Ainda segundo Neto (2012), a complexidade e trabalho em se obter os dados de para a construção de um modelo que represente de maneira mais fiel o comportamento do concreto armado fez com que pesquisadores propusessem a adoção de fatores que tendem a reduzir a rigidez do elemento estrutural analisado. Essa redução é dada, para materiais submetidos à flexão, a partir da expressão indicada pela formula 1:

$$EI_{sec} = \beta \cdot E_{ci} I_C \quad (1)$$

onde  $\beta$  é o fator de redução da rigidez,  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade tangente inicial, e  $I_C$  é o momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto.

A NBR 6118:2014 permite que se possam assumir diferentes valores para  $\beta$  dependendo da peça estrutural. Esses valores são indicados no Quadro 1.

**Quadro 1** – Valores para  $\beta$  obtidos da NBR 6118:2014

Peça Estrutural	Valores de $\beta$	Condição
Lajes	0,3	Nenhuma
Vigas	0,4	Para $A_s' \neq A_s$
	0,5	Para $A_s' = A_s$
Pilares	0,8	Nenhuma

Fonte: o AUTOR

### 2.2.3 Inércia do pilar equivalente

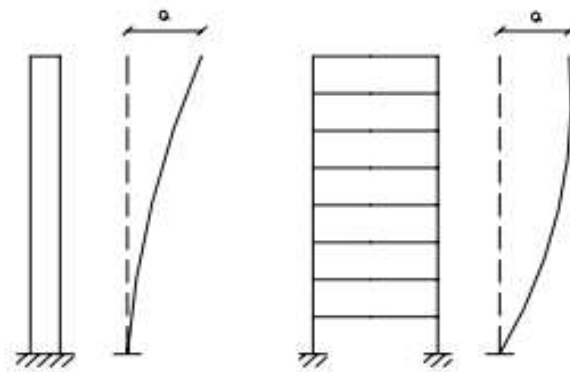
Carvalho e Pinheiro (2009, apud HAUCH, 2010) afirmam que em estruturas formadas por pilares e vigas com o formato de pórticos, é possível se determinar um pilar equivalente que tenha a mesma resistência do pórtico. Associa-se à estrutura um pilar de seção constante, engastado na base e livre no topo, com altura igual à do edifício, que sujeito à mesma ação apresente deslocamento idêntico.

A NBR 6118 (2014, p.104) estabelece que a rigidez do pilar equivalente deva ser determinada da seguinte forma:

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

A figura 10 mostra a representação da consideração do pilar equivalente para a determinação do deslocamento no topo de uma estrutura.

**Figura 10 – Pilar equivalente**



Fonte: OLIVEIRA (2002)

Através de softwares como o Ftool, segundo Hauch (2010), é possível determinar o deslocamento no topo do pórtico gerado a partir de uma força horizontal aplicada no mesmo. Com o valor desse deslocamento é possível descobrir a sua rigidez equivalente através da fórmula 2 apresentada a seguir:

$$(EI)_{pilar} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{p\acute{o}rtico}} \quad (2)$$

Onde:

F: maior força horizontal aplicada

H: altura da edificação

(E.I): rigidez equivalente do pórtico

$\delta$ : deslocamento no topo da estrutura

#### 2.2.4 Parâmetros de estabilidade e efeitos de segunda ordem

A avaliação da estabilidade global de edifícios, segundo Moncayo (2011), pode ser realizada a partir do cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade. Alguns deles, além de avaliar a estabilidade, podem estimar os efeitos de segunda ordem.

##### 2.2.4.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O parâmetro  $\alpha$ , conforme indica Moncayo (2011), é um meio para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, contudo, não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem. A estrutura para esse tipo de análise é considerada um meio elástico e, portanto, não se leva em consideração a fissuração dos elementos.

A NBR 6118:2014, em seu item 15.5.2, indica a fórmula para se calcular esse parâmetro:

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

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

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

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



O valor de  $I_c$ , segundo Moncayo (2011), deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares, e o valor do módulo de elasticidade  $E_{cs}=0,85 \cdot E_{ci}$  pode ser substituído pelo valor de  $E_{ci}=5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ , com  $f_{ck}$  em MPa.

Ainda segundo Moncayo (2011), o valor de  $\alpha$  é comparado a um valor  $\alpha_1$ , de modo que, se  $\alpha < \alpha_1$ , a estrutura é considerada de nós fixos, e se  $\alpha \geq \alpha_1$ , de nós móveis.

O valor de  $\alpha_1$  é indicado pelas expressões:

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

A NBR 6118 (2014, p.105) estabelece alguns valores padrões para esse valor  $\alpha_1$  e o número  $n$ , que se refere ao número de pavimentos da estrutura analisada:

O valor-limite  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \geq 4$  é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.

Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares parede, adotar  $\alpha_1 = 0,6$ .

No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar  $\alpha_1 = 0,7$ . Quando só houver pórticos, adotar  $\alpha_1 = 0,5$ .

Wordell (2003, p.18) faz uma ressalva sobre esse parâmetro:

Esse parâmetro tem o objetivo único de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Se ficar demonstrado a necessidade da consideração dos esforços adicionais, devido aos deslocamentos da estrutura, o projetista deverá utilizar um majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

Hauch (2010) indica também que, mesmo a estrutura sendo considerada de nós fixos, ela deve ser calculada como deslocável. O que deixa de ser levado em conta nesse tipo de análise são somente os esforços globais de segunda ordem, que possuem intensidades pouco significativas para a estrutura em questão.

### 2.2.4.2 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  segundo Moncayo (2011) é um parâmetro que avalia, de forma simples e bastante eficiente, a estabilidade global em edifícios de concreto armado. Também é capaz de estimar esses esforços de segunda ordem por meio de uma simples majoração dos de primeira ordem.

A NBR 6118:2014 ressalta a importância desse coeficiente, informando que ele é válido somente para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando os valores de rigidez já mencionados anteriormente.

O valor de  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (5)$$

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

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

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição  $\gamma_z \leq 1,1$ . Além disso, Moncayo (2011) indica que, se  $\gamma_z > 1,3$  ou  $\gamma_z < 1$ , a estrutura é considerada instável e não deve ser executada.

Moncayo (2011) ainda afirma que se pode relacionar a parte decimal do valor obtido de  $\gamma_z$  com a intensidade dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura, por exemplo:

- 1,05 – Efeitos de segunda ordem em torno de 5% dos de primeira;

- 1,10 – Efeitos de segunda ordem em torno de 10% dos de primeira;
- 1,15 – Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos de primeira.

Oliveira (2002) faz uma ressalva que, através de uma análise linear das ações horizontais, tanto o momento de primeira ordem  $M_1$  como os deslocamentos horizontais que ocorrem em seus nós podem ser calculados em relação à base da estrutura. O aparecimento dos acréscimos de momentos  $\Delta M_2$  será ocasionado pela combinação dos deslocamentos com as ações verticais, acarretando com isso novos deslocamentos.

A ocorrência desse processo tende a ser feita em várias etapas ou iterações, gerando acréscimos de momentos cada vez menores a cada iteração. À medida que a estrutura vai atingindo o equilíbrio, estes acréscimos diminuem até se tornarem praticamente nulos.

Para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem por um método simples, a NBR 6118:2014 prescreve uma alternativa de majoração dos esforços horizontais na combinação dos carregamentos por  $0,95\gamma_z$ . Esse método leva em consideração apenas uma iteração e é utilizado para avaliar os esforços finais atuantes na edificação.

### **2.3 Estruturas de contraventamento**

Ao se constatar que os parâmetros de instabilidade global ultrapassaram os valores limites recomendados pela NBR 6118:2014, Ribeiro (2010) indica que se torna essencial, então, buscar meios de se aumentar a rigidez total da estrutura, no intuito de diminuir esses parâmetros para valores aceitáveis.

Para se garantir a resistência da edificação contra os estados limites últimos, a estrutura deve possuir peças resistentes às ações dos efeitos globais de segunda ordem. Nesse contexto, Fusco (1976, p.27) afirma:

Em virtude da complexidade das construções, a realização das estruturas requer o emprego de diferentes tipos de peças estruturais, as quais devem ser adequadamente combinadas na formação do conjunto resistente. O ponto de partida do projeto estrutural de uma construção consiste na idealização de um arranjo estrutural, com o qual se pretende que todas as partes da construção possam ter a sua resistência assegurada.

A estrutura de um edifício pode ser classificada quanto à influência dos efeitos globais em estruturas de contraventamento e contraventadas. “O primeiro grupo consiste em elementos suficientemente resistentes que garantem a estabilidade global do edifício. O segundo corresponde às peças estruturais que são equilibradas, a nível global, pelas estruturas de contraventamento.”. (RIBEIRO, 2010, p.33)

Carneiro e Martins (2008) afirmam que é essencial estudar os principais sistemas estruturais aplicáveis em edifícios contraventados e averiguar as suas possibilidades e limitações, a fim de eleger o recomendável a cada um dos fundamentais casos tipo.

Nesse contexto, pode-se afirmar que os contraventamentos têm sua razão de ser:

- Na necessidade de limitar os deslocamentos das estruturas, quer por restringir ou inibir o aparecimento de efeitos de 2.<sup>a</sup> ordem, quer por verificação de Estados Limites de Utilização;
- Na necessidade de absorver forças excepcionais (sismo e vento) para as quais a estrutura principal não está habilitada, ou outras forças secundárias cuja natureza é indireta (como o travamento lateral de pescas comprimidas). (CARNEIRO; MARTINS, 2008, p.03)

Portanto, a função dos contraventamentos tem pertinência quer em termos da mobilidade da estrutura como da sua resistência.

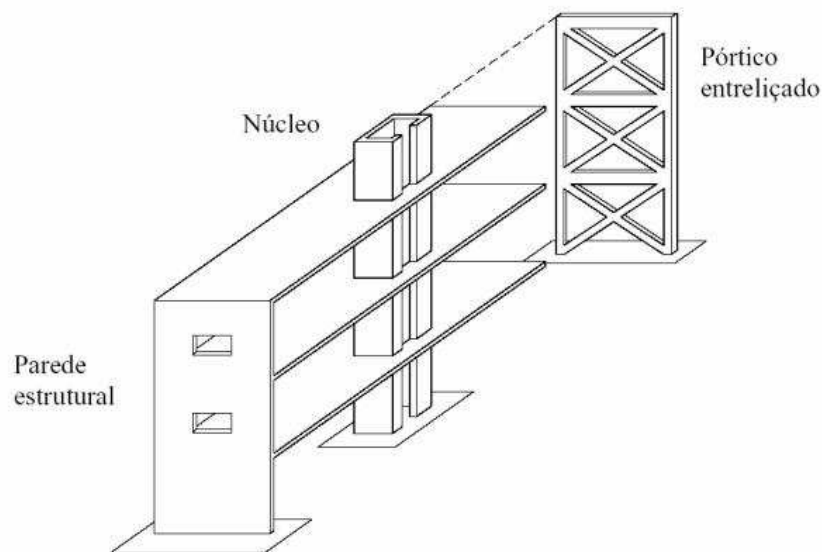
Com relação a edifícios de número significativo de pavimentos, Fusco (1995, p.366) ressalva: “Na organização do arranjo geral das estruturas dos edifícios altos, é imprescindível então que os pilares usuais sejam contraventados por elementos estruturais, suficientemente rígidos para garantir a estabilidade global da construção [...]”

De acordo com Carneiro e Martins (2008), não é conveniente que todos os pilares da estrutura sejam admitidos como responsáveis pela estabilidade global da mesma, pois isso levaria a uma complexidade exagerada na análise. Assim, os pilares contraventados são tratados como se pertencessem a uma estrutura indeslocável, ficando a cargo das estruturas de contraventamento a absorção dos esforços que tendem a gerar os efeitos de segunda ordem.

Ainda segundo Carneiro e Martins (2008), as estruturas de contraventamento mais usuais em edifícios altos são formadas com o auxílio de

pórticos treliçados, paredes e pilares que formam a caixa de escada e o poço de elevadores (núcleos resistentes). Esses elementos têm papel decisivo na coleta dos carregamentos que são aplicados nos pisos e o seu encaminhamento para o solo, que deverá suportá-los. A figura 11 ilustra os principais tipos de contraventamento indicados.

**Figura 11** - Principais tipos de estruturas de contraventamento



**Fonte:** CARNEIRO; MARTINS (2008)

### 2.3.1. Pórtico treliçado

Segundo Carneiro e Martins (2008), as estruturas de pórticos treliçados não são comumente utilizadas, pois possuem pequena rigidez. Eles, por si só, podem garantir a resistência dos esforços horizontais em edifícios de limitado número de pavimentos.

O seu desempenho, contudo, poderá ser melhorado com a inserção de ligações rígidas entre algumas vigas e pilares. A partir dessa configuração, o pórtico tende a adquirir uma melhor estabilidade para as cargas horizontais devido ao aumento da rigidez à flexão das vigas e pilares que o compõem.

Vale ressaltar que esse tipo de contraventamento é mais utilizado em edifícios com estruturas metálicas que necessitem de uma maior adequação do projeto às especificações arquitetônicas.

Carneiro e Martins (2008, p. 34) evidenciam as principais desvantagens desse sistema:

- Pode ser um sistema menos econômico quando comparado com os outros;
- As ligações encastradas vigas-colunas são de execução mais elaborada (sobretudo no caso de construção metálica);
- As colunas dos pórticos rígidos são significativamente mais pesadas porque, além da compressão, são dimensionadas também a flexão e, frequentemente, os deslocamentos horizontais são factor preponderante no dimensionamento.

### 2.3.2. Pilar parede

Segundo Wight e Macgregor (2009), os pilares-parede são estruturas de superfícies planas capazes de resistir aos carregamentos laterais provenientes do vento ou abalos sísmicos.

De acordo com a NBR 6118:2014, os pilares-parede são elementos de superfície que podem ser constituídos por uma ou mais superfícies associadas, em que alguma dessas superfícies possui a menor dimensão de sua seção transversal com um valor menor do que 1/5 da maior.

Medeiros (2016) indica que para garantir um conjunto resistente, devem-se garantir travamentos adequados em sua seção transversal nos diversos pavimentos de modo a manter sua forma.

Nesse caso, Carvalho (1980) indica que os pisos da edificação devem ser constituídos de lajes que se comportam como diafragmas rígidos com rigidez infinita no seu plano e nula transversalmente. Assim, elas só transmitem esforços horizontais aos elementos verticais e não impedem os seus empenamentos.

Carneiro e Martins (2008) afirmam que essa distribuição de esforços depende diretamente da rigidez do diafragma, da posição do centro de massa e do centro de rigidez/torção do sistema estrutural adotado.

O seu dimensionamento deve ser feito a partir da determinação dos esforços atuantes na estrutura e verificação da esbeltez. A partir desses dados a NBR 6118:2014 estabelece os métodos aproximados de dimensionamento.

**Figura 12** – Pilar parede e núcleo estrutural



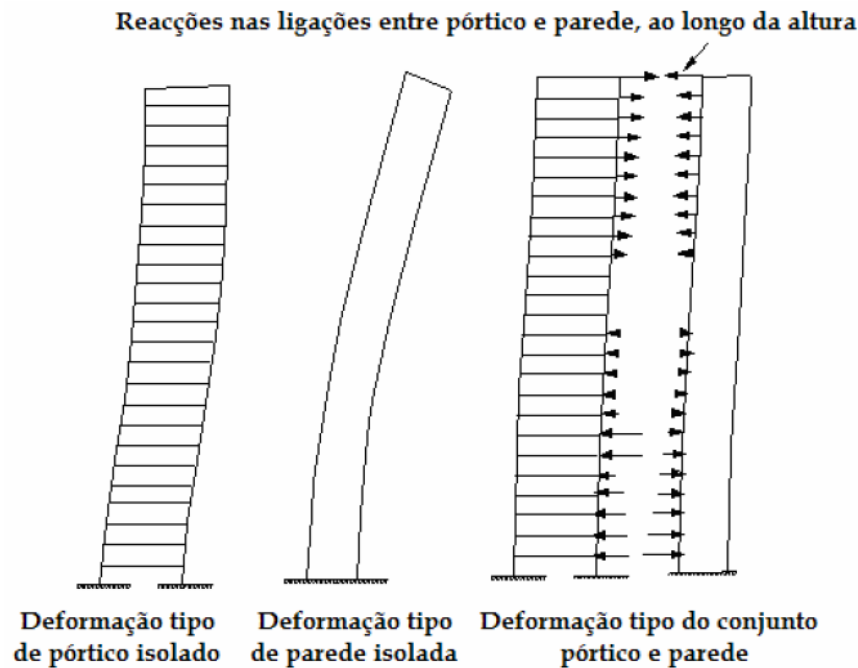
Fonte: [http://marcospiffer.com.br/wpcontent/uploads/2015/01/obra\\_gerall\\_DSC9434PBC-Marcos-Piffer.jpg](http://marcospiffer.com.br/wpcontent/uploads/2015/01/obra_gerall_DSC9434PBC-Marcos-Piffer.jpg) (acesso em 07/05/2017)

### 2.3.3. Paredes associados a pórticos

De acordo com Carneiro e Martins (2008) esse tipo de sistema de contraventamento pode ser usado em edifícios com até 40 andares. A interação desses dois elementos deve ser bem analisada, pois ao ser submetida aos esforços horizontais, a parede tem uma deformação devido à flexão do conjunto, e o pórtico apresenta uma deformação rígida por distorção.

As forças de interação resultantes desse sistema são variáveis conforme a altura do edifício, sendo que os elementos são obrigados a deformar-se conjuntamente (CARNEIRO; MARTINS, 2008). Isso fica evidenciado pela figura 13 que mostra a relação existente entre o pórtico e a parede estrutural.

**Figura 13** – Deformações entre o pórtico e parede estrutural



**Fonte:** CARNEIRO; MARTINS (2008)

#### 2.3.4. Núcleo estável

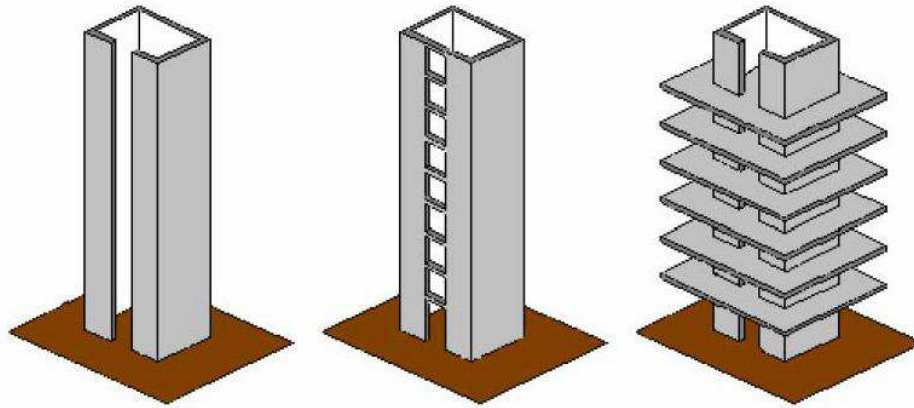
Carneiro e Martins (2008) afirmam que núcleo estável é definido como um conjunto de paredes resistentes que são dispostas perpendicularmente entre si. Esse tipo de estrutura é um dos principais elementos que compõem o sistema estrutural de um edifício de múltiplos andares, por conferir um aumento considerável na rigidez total da estrutura, em ambas as direções analisadas.

Ainda segundo Carneiro e Martins (2008), essa associação tridimensional de paredes formam seções transversais abertas e semi-fechadas, sendo que as suas dimensões transversais devem ser necessariamente superiores às dos demais elementos que compõem as estruturas de contraventamento.

Esse tipo de estrutura é usualmente posicionado nas áreas centrais dos edifícios, como por exemplo, nas caixas de escada e elevadores. A figura 14 representa modelos de núcleos e tubos utilizados na concepção estrutural de boa parte dos edifícios de concreto de múltiplos andares.



**Figura 14** – Núcleos e tubos resistentes



**Fonte:** CARNEIRO; MARTINS (2008)

**Figura 15** – Construção de edifício contraventado por núcleo



**Fonte:** <http://www.aquasolis.com.brimagenssiteprojeto-expansao21-nucleo-de-concretoimg-20160830-wa0005.lightbox.jpg> (acesso em 07/05/2017)

## 2.4 Ações atuantes na edificação

Moncayo (2011) indica que as ações atuantes na estrutura se resumem basicamente a dois tipos: horizontais e verticais. Torna-se essencial o conhecimento sobre esses esforços para que o calculista possa prever casos de instabilidade tanto local como global da estrutura analisada.

### 2.4.1 Ações horizontais

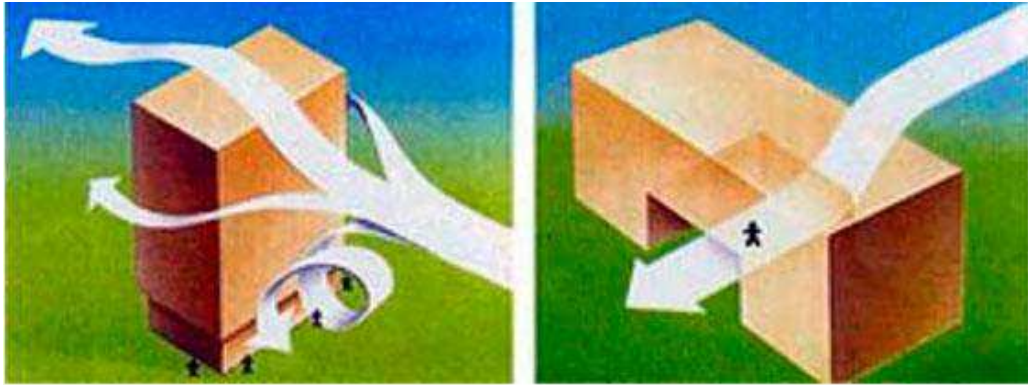
Esse tipo de ação pode ser dividido em: ação devido ao vento e ao desaprumo devido à construção. A NBR 6118:2014 indica que o desaprumo não pode ser superposto ao carregamento do vento, devendo então ser considerado o esforço mais desfavorável atuante na edificação. Diante disso, adotar-se-á neste trabalho que as ações devido ao carregamento de vento provocam o maior momento na base da estrutura, não sendo necessária a análise do desaprumo.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, apud HAUCH, 2010), os ventos são deslocamentos decorrentes das diferenças de temperatura e, principalmente, pressão na atmosfera. Esses efeitos, em estruturas com número considerável de pavimentos, são muito importantes, pois podem desencadear instabilidade na estrutura.

Moncayo (2011) indica que a ação do vento atuante em edifícios de concreto armado depende essencialmente de dois aspectos: meteorológicos e aerodinâmicos. Os meteorológicos são os responsáveis pela velocidade do vento que deve ser considerada no projeto da estrutura da edificação. Ela é avaliada a partir do local da edificação, tipo do terreno, altura da edificação, rugosidade do terreno e tipo de ocupação.

Já os aspectos aerodinâmicos estão relacionados, segundo Gonçalves (2007, apud MONCAYO, 2011), à análise do vento levando em conta a forma da edificação. Nesse caso, o vento que incide sobre uma edificação tem um comportamento dependente diretamente da sua forma geométrica. A figura 16 evidencia como a forma de uma edificação pode interferir no comportamento que o vento adquire ao ir de encontro à mesma.

**Figura 16** – Efeito do vento nas edificações



Fonte: CARNEIRO; MARTINS (2008)

É a NBR 6123:1988 que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações.

#### 2.4.1.1 Determinação da velocidade do vento

A NBR 6123:1988 estabelece que a velocidade básica do vento,  $V_0$ , 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. É estipulado que essa velocidade varia de acordo com a região do Brasil em que está sendo estudada.

A partir da velocidade básica, obtém-se a velocidade característica do vento,  $V_k$ , que se refere à velocidade com que ele incidirá na edificação. Deverão ser considerados para o seu cálculo os aspectos meteorológicos e aerodinâmicos citados anteriormente.

Assim, a velocidade característica pode ser obtida pela seguinte equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (6)$$

Em que:

$V_0$  é a velocidade básica do vento em m/s

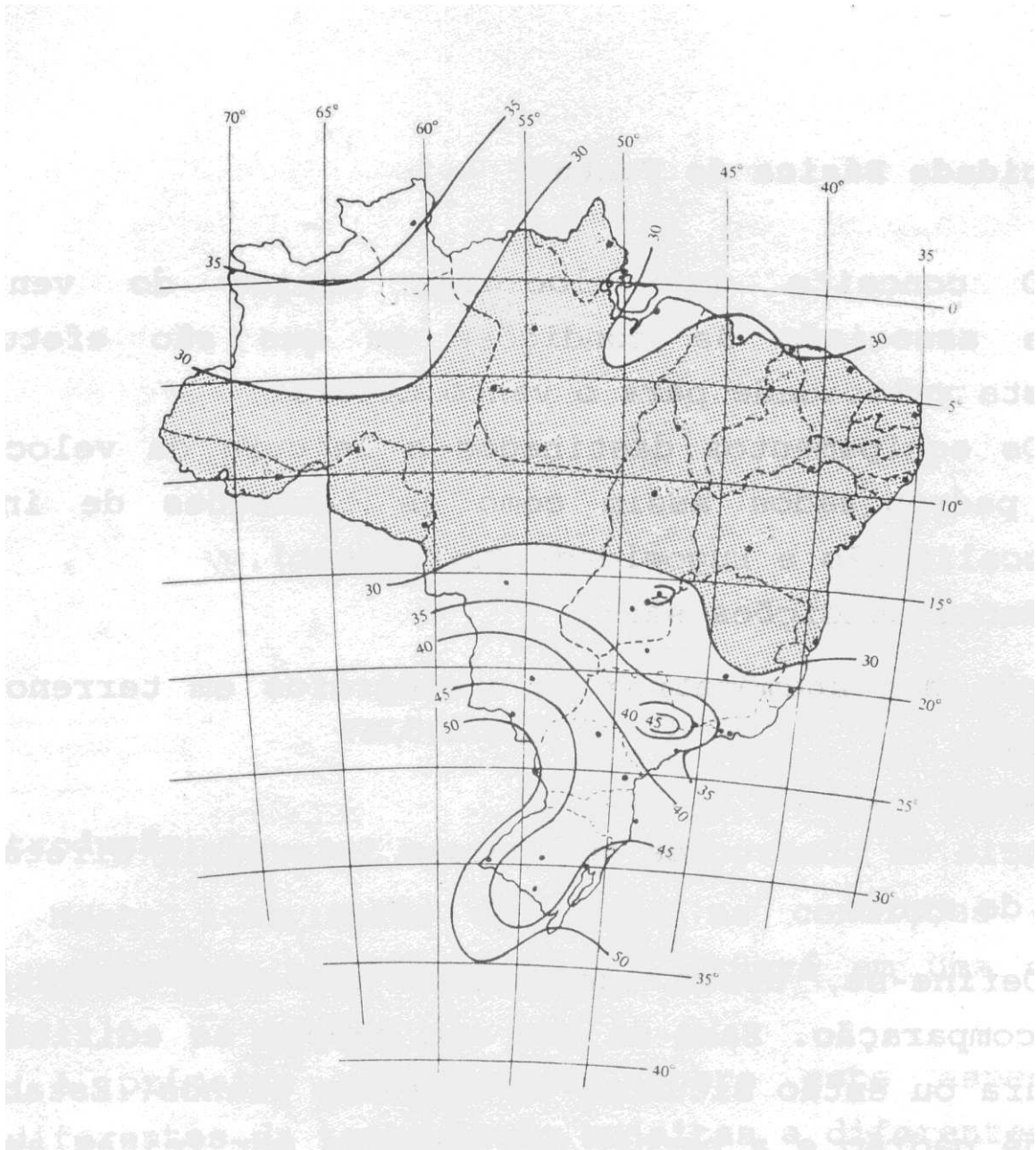
$S_1$  é o fator topográfico

$S_2$  é um fator relativo à rugosidade e dimensões da edificação

$S_3$  é um fator estatístico

A figura 17, retirada da NBR 6123:1988 refere-se ao mapa de isopletas utilizado para identificar a velocidade básica do vento de acordo com a região do país que a edificação será executada. Vale ressaltar que isopletas são as linhas de igual velocidade básica do vento em m/s, igualmente a um mapa topográfico em que as curvas de nível representam regiões de mesma cota.

**Figura 17 – Mapa das Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)**



Fonte: NBR 6123 (1988)

### 2.4.1.2 Fator topográfico $S_1$

A NBR 6123:1988 indica que o fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,00$
- Morros e taludes: Figura 2 da NBR 6123:1988
- Vales profundos, protegidos de ventos em qualquer direção:  $S_1 = 0,9$

### 2.4.1.3 Fator $S_2$

Segundo a NBR 6123:1988, esse fator leva em consideração 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.

#### a) Rugosidade do Terreno

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Ex: mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Ex: zonas costeiras planas, fazendas sem sebes ou muros.

Categoria III: Superfícies planas ou onduladas, com obstáculos e edificações baixas e esparsas. Ex: granjas e casas de campo, fazenda com sebes ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas.

Categoria IV: Terrenos com muitos obstáculos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Ex: zonas de parques e bosques, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plenas ou parcialmente desenvolvidas.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Ex: florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

## b) Dimensões da Edificação

São definidas três classes de edificações e seus elementos, considerando os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos respectivamente.

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 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Moncayo (2011) indica que o fator  $S_2$ , então, poderá ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (7)$$

Onde:

z refere-se à altura acima do terreno da edificação

$F_r$  é o fator de rajada referente à categoria II

b é o parâmetro de correção da classe da edificação

p é o parâmetro meteorológico

Visando simplificar os cálculos, os valores de  $S_2$  foram organizados em tabelas, podendo ser obtidos através da inserção da classe, categoria da edificação e cota acima do terreno do pavimento que se deseja analisar. Para valores que se situam entre os apresentados na tabela, pode-se fazer a interpolação dos valores como forma de aproximação. O Quadro 2 mostra os valores apresentados pela NBR 6123:1988.

**Quadro 2 – Fator  $S_2$  adaptada da NBR 6123 :1988**

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	1,07	1,04	1,02	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	1,25	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	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	1,21	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	1,33	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: MONCAYO (2011)

#### 2.4.1.4 Fator estatístico $S_3$

Esse fator é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Moncayo (2011) indica que é estabelecido como vida útil o período de 50 anos e uma probabilidade de 63 % de a velocidade básica ser excedida pelo menos uma vez nesse período.

Os valores mínimos do fator  $S_3$  são indicados no quadro 3 da NBR 6123:1988. Deve-se buscar esse valor através do tipo de utilização para o qual a edificação será construída.



**Quadro 3** – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$  adaptada da NBR 6123:1988

Valores mínimos do fator estatístico $S_3$		
Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Valor de $S_3$
1	Edificação 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 de 1 a 3 durante a fase de construção.	0,83

Fonte: MONCAYO (2011)

#### 2.4.1.5 Força de arrasto e coeficiente de arrasto

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, apud HAUCH, 2010), esse coeficiente é usado na avaliação da força global na estrutura, variando de 0,7 a 2,2, dependendo a forma da edificação. A NBR 6123:1988 estabelece a sua determinação a partir das relações  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$  (para edificações retangulares), em que  $h$  é a altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral,  $l_1$  é a largura da edificação (dimensão perpendicular à direção do vento) e  $l_2$  é a profundidade da edificação (dimensão da direção do vento).

Pode-se fazer a determinação desse coeficiente, diante desses dados, a partir do ábaco da Figura 4 presente na NBR 6123:1988. Vale ressaltar que ele possui relação direta com o número de Reynolds, que identifica o nível de turbulência do sistema analisado.



Já a força de arrasto, de acordo com Moncayo (2011), é a componente da força global do vento sobre a edificação, e tal força global pode ser obtida pela soma vetorial das forças de arrasto que atuam na edificação.

Essa força pode ser obtida pela expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (8)$$

$F_a$  é a força de arrasto (KN)

$C_a$  é o coeficiente de arrasto

$q$  é a pressão dinâmica do vento (KN/m<sup>2</sup>)

$A_e$  é a área efetiva de aplicação da força do vento (m<sup>2</sup>)

O valor do coeficiente de arrasto pode ser obtido através de gráficos fornecidos pela NBR 6123:1988 para edificação com incidência de ventos a alta e baixa turbulência.

A pressão dinâmica do vento pode ser obtida através da expressão indicada pela NBR 6123:1988:

$$q = 0,613 \cdot (V_k)^2 \quad (9)$$

Sendo  $V_k$  a velocidade característica do vento em m/s e  $q$  dado em N/m<sup>2</sup>.

#### 2.4.2 Ações Verticais

O conhecimento sobre as ações verticais atuantes na estrutura torna-se essencial para o cálculo dos parâmetros de verificação a estabilidade global da estrutura, pois os deslocamentos calculados são resultados da combinação dos carregamentos horizontais e verticais existentes.

##### 2.4.2.1 Carga permanente

Para as cargas permanentes, segundo Moncayo (2011), é considerado o peso próprio de todos os elementos da estrutura, como, por exemplo, lajes, vigas e pilares. E, também, o peso do contrapiso, dos revestimentos e da alvenaria.

É a NBR 6120:1980 que fixa as condições exigíveis para a determinação dos valores das cargas que deve ser consideradas no projeto de estrutura de edificações, qualquer que seja sua classe e destino, salvo os casos previstos em normas especiais.

#### *2.4.2.2 Carga accidental*

A NBR 6120:1980 estabelece que carga accidental seja toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc).

Na norma em questão são apresentadas tabelas que indicam as cargas accidentais mínimas que devem ser consideradas em edifícios comerciais, residenciais e outros tipos de estruturas.

#### *2.4.3 Combinação das ações*

Como as ações verificadas não atuam isoladamente no edifício, elas devem ser combinadas, através de coeficientes, que tendem a simular a probabilidade de sua ocorrência simultânea. As combinações devem ser feitas de acordo com estado limite a que se deseja fazer a análise.

Para os estado limite último e de serviço, a NBR 8681 (2003, p.03) afirma que as combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- a) combinações quase permanentes: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;
- b) combinações frequentes: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de  $10^5$  vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;
- c) combinações raras: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Assim, a combinação para a análise do estado limite último deve seguir os critérios indicados pela NBR 8681 (2003, p. 06):

- a) ações permanentes devem figurar em todas as combinações de ações;
- b) ações variáveis nas combinações últimas normais: em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico  $F_k$ ; as demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação  $\psi_0 F_k$ ;
- c) ações variáveis nas combinações últimas especiais: nas combinações últimas especiais, quando existirem, a ação variável especial deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma probabilidade não desprezível de atuação simultânea com a ação variável especial;
- d) ações variáveis nas combinações últimas excepcionais: nas combinações últimas excepcionais, quando existirem, a ação excepcional deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma grande probabilidade de atuação simultânea com a ação variável excepcional.

Para a análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado com numero significativo de pavimentos, faz-se a combinação última normal. Sua fórmula é dada por:

$$N_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[ F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (10)$$

onde:

$F_{Gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$  é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

$\gamma_g$  coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU

$\gamma_q$  coeficiente das ações variáveis no ELU

Os valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis são apresentados em tabelas específicas da NBR 8681:2003.

### **3 METODOLOGIA DA PESQUISA**

Podemos definir ciência de acordo com Ander-Egg (1973 apud KAUARK; MANHÃES; MEDEIROS, 2010, p. 18) como sendo “[...] um conjunto de conhecimentos racionais, certos ou prováveis, obtidos metodicamente, sistematizados e verificáveis, que fazem referência a objetos da mesma natureza”.

Dentro desse contexto, a metodologia, para Marconi e Lakatos (2003), se configura como sendo um conjunto de atividades sistemáticas racionais que permitem ao pesquisador alcançar a seu objetivo por meio de conhecimentos válidos e verdadeiros.

#### **3.1 Classificação da Pesquisa**

Este trabalho científico se configura como um estudo monográfico. Para Severino (2002) este tipo de trabalho reduz sua abordagem a um único tema e problema, sendo apresentado em forma texto em que se relatam os resultados da pesquisa realizada.

A classificação é feita como pesquisa teórica com estudo de caso, por se tratar de estudo de aplicação de teorias a um projeto estrutural genérico a ser analisado.

Com relação a sua abordagem metodológica o presente estudo emprega o método misto, segundo Creswell (2010), o pesquisador que utiliza este método baseia sua investigação a partir da análise de diversos tipos de dados, com o objetivo de garantir um melhor entendimento do tema estudado.

#### **3.2 Planejamento da Pesquisa**

Para o seu planejamento, a pesquisa pode ser dividida em três etapas distintas: cálculo das ações do vento atuantes na estrutura, determinação dos deslocamentos dos nós e esforços de primeira ordem e a verificação da estabilidade global. Nessa última etapa serão avaliados os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

### 3.3 Coleta e Interpretação de Dados

Para a realização de coleta de dados, serão feitos os seguintes procedimentos:

#### 3.3.1 Definição arquitetônica e estrutural

Definem-se aqui as plantas de fôrmas dos edifícios que serão feitos a análise e as características que cada um.

Cada edifício é composto por 15 pavimentos tipo com pé direito de 3,20m e pilotiz de 4m de altura.

A localização dos pilares é feita buscando-se atingir uma simetria na estrutura. As ligações entre pilar e viga serão consideradas rígidas e as lajes utilizadas se comportarão como diafragmas rígidos, que tendem a fornecer ao pórtico uma restrição ao deslocamento horizontal de seus nós, fazendo com que se desloquem em conjunto. Além disso, todas as estruturas são consideradas engastadas na fundação.

As vigas que interligam os pilares serão utilizadas como lintéis, sendo considerados rotuladas em ambas a extremidades, e resistentes a momentos fletores e esforços cortantes.

#### 3.3.2 Pré-dimensionamento das estruturas analisadas

O Pré-dimensionamento das estruturas será feito através de modelos simplificados da NBR 6118:2014, atendendo também as recomendações indicadas pelas NBR 6120:1988 e NBR 8681:2003, além da utilização de bibliografia complementar.

As características do concreto utilizado são indicadas no quadro a seguir:

**Quadro 4 – Características do concreto**

Fck	Eci	Ecs	Coeficiente de Poisson	Peso específico
25 MPa	28000 MPa	23800 MPa	0,25	25 kN/m <sup>3</sup>

Fonte: NBR 6118:2014

### 3.3.3 Cálculo das ações do vento

O cálculo das ações do vento será feito a partir dos parâmetros fornecidos pela NBR 6123:1988, para uma edificação situada ao norte do estado do Maranhão, na cidade de São Luís, no qual serão consultados os dados climáticos e topográficos da região.

Os dados utilizados para a determinação da força de arrasto do vento em todas as edificações analisadas são indicados a seguir:

$V_0 = 30\text{m/s}$  (São Luís – MA)

$S_1 = 1,00$  (Terreno plano ou fracamente acidentado)

$S_2 =$  variável (Categoria IV: Terreno com obstáculos numerosos e pouco espaçados; Classe C: Maior dimensão horizontal ou vertical excede 50 metros)

$S_3 = 1,00$  (Edificações residenciais)

Para a determinação do coeficiente de arrasto, utiliza-se a figura 4 da NBR 6123:1988 para edificações com vento à baixa turbulência. Por se tratar de um edifício com dimensões iguais nas direções x e y, o valor desse coeficiente será igual para ambos.

A força de arrasto atuante em cada pavimento é calculo a partir da formula 7 indicada anteriormente.

### 3.3.4 Definição das ações atuantes

As cargas atuantes em todos os edifícios analisados estão indicadas no quadro a seguir:

**Quadro 5 – Cargas atuantes**

Peso Próprio	2500 kgf/m <sup>3</sup>
Sobrecarga	200 kgf/m <sup>2</sup>
Carga de Parede	180 kgf/m <sup>2</sup>
Carga do vento	Variável com a altura

Fonte: NBR 6120:1980

### 3.3.5 Combinação das ações

Como já citado anteriormente, as combinações utilizadas se configuram como últimas normais, e seu cálculo está indicado na fórmula 10 apresentada no capítulo 2.

Considerou-se a carga acidental como a ação variável principal e a carga do vento como ação variável secundária.

Os coeficientes de ponderação e redução das ações foram obtidos nas tabelas 5 e 6 da NBR 8681:2003 e são indicados no quadro 6.

**Quadro 6** – Coeficientes de ponderação e redução das ações

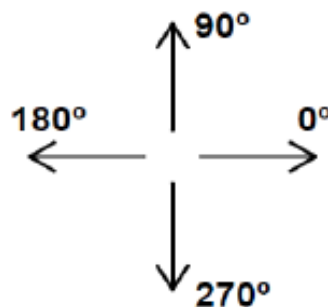
$\gamma_g$	1,4
$\gamma_q$	1,4
$\Psi_{0j}$	0,6

Fonte: NBR 8681:2003

As combinações das ações foram feitas quando o vento atinge a edificação nos ângulos  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , que apresentam os mesmos valores para a angulação de  $180^\circ$  e  $270^\circ$ .

Moncayo (2011) indica que a inserção do esforço do vento nas combinações tem o sentido indicado no ciclo trigonométrico apresentado na figura 18.

**Figura 18** – Sentido de aplicação da força do vento da edificação



Fonte: MONCAYO (2011)

### 3.3.6 Determinação das reações e deslocamentos

Sendo feita a combinação das ações, as estruturas previamente dimensionadas serão lançadas no programa SAP 2000 para a determinação dos deslocamentos e esforços de 1º ordem.

Aqui se faz a consideração das NLG e NLF que atuam no comportamento do edifício, por meio da redução da rigidez das peças estruturais. Para pilares, a redução será de  $0,8EI$  e para as vigas, a redução é de  $0,4EI$ .

### 3.3.7 Verificação da estabilidade global do edifício

Uma vez obtidos os deslocamentos e esforços de 1º ordem, pode-se a partir daí fazer a verificação da estabilidade do edifício através dos parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$  indicados pela NBR 6118:2014.

Para os casos em que seja necessária a determinação dos esforços de segunda ordem, faz-se a sua estimativa por meio da multiplicação do coeficiente  $0,95 \gamma_z$  na força do vento e, a partir daí, elaborar uma nova combinação de ações que atuará na edificação.

Com essa nova combinação atuante, pode-se analisar o acréscimo de intensidade que essa consideração pode gerar nos esforços normais e nos momentos de engastamento na base dos pilares dos edifícios analisados.

## 3.4 Análise de Dados

Trata-se de uma etapa crucial pra qualquer pesquisa. Segundo Creswell (2010) ela envolve o preparo dos dados para a análise, a condução de diferentes análises, a compreensão dos mesmos e a realização de uma interpretação a respeito de seus significados mais amplos.

Com os resultados obtidos das análises, pode-se avaliar o desempenho estrutural dos edifícios, a fim de verificar se estes atendem ou não os requisitos mínimos recomendados pelas normas vigentes.

Os resultados podem fornecer também o melhor tipo de contraventamento que pode ser utilizado para garantir a segurança da edificação, visando diminuir os deslocamentos horizontais ocasionados pela ação do vento.



### **3.5 Apresentação dos Dados**

Na apresentação dos dados serão utilizados quadros e tabelas informativas e analíticas, a fim de demonstrar de forma mais clara os dados encontrados, com o objetivo também de evidenciar comparações entre as situações analisadas.

Com relação ao uso de quadros e tabelas Marconi e Lakatos (2003) afirmam que se trata de uma boa forma de auxiliar a apresentação de dados, uma vez que facilita a compreensão e a interpretação, demonstrando importantes detalhes e relações.

Além disso, serão apresentadas imagens geradas a partir do programa SAP 2000 que evidenciam o comportamento estrutural da edificação analisada e os seus respectivos deslocamentos horizontais.

## **4 ESTUDO DE CASO**

Serão analisadas cinco estruturas com as mesmas características, diferindo entre si somente o tipo de contraventamento estrutural utilizado. Será adotado que todas as edificações estão situadas na cidade de São Luís – MA. Admite-se também que o terreno ao qual estão inseridas é plano e em região com baixa densidade populacional.

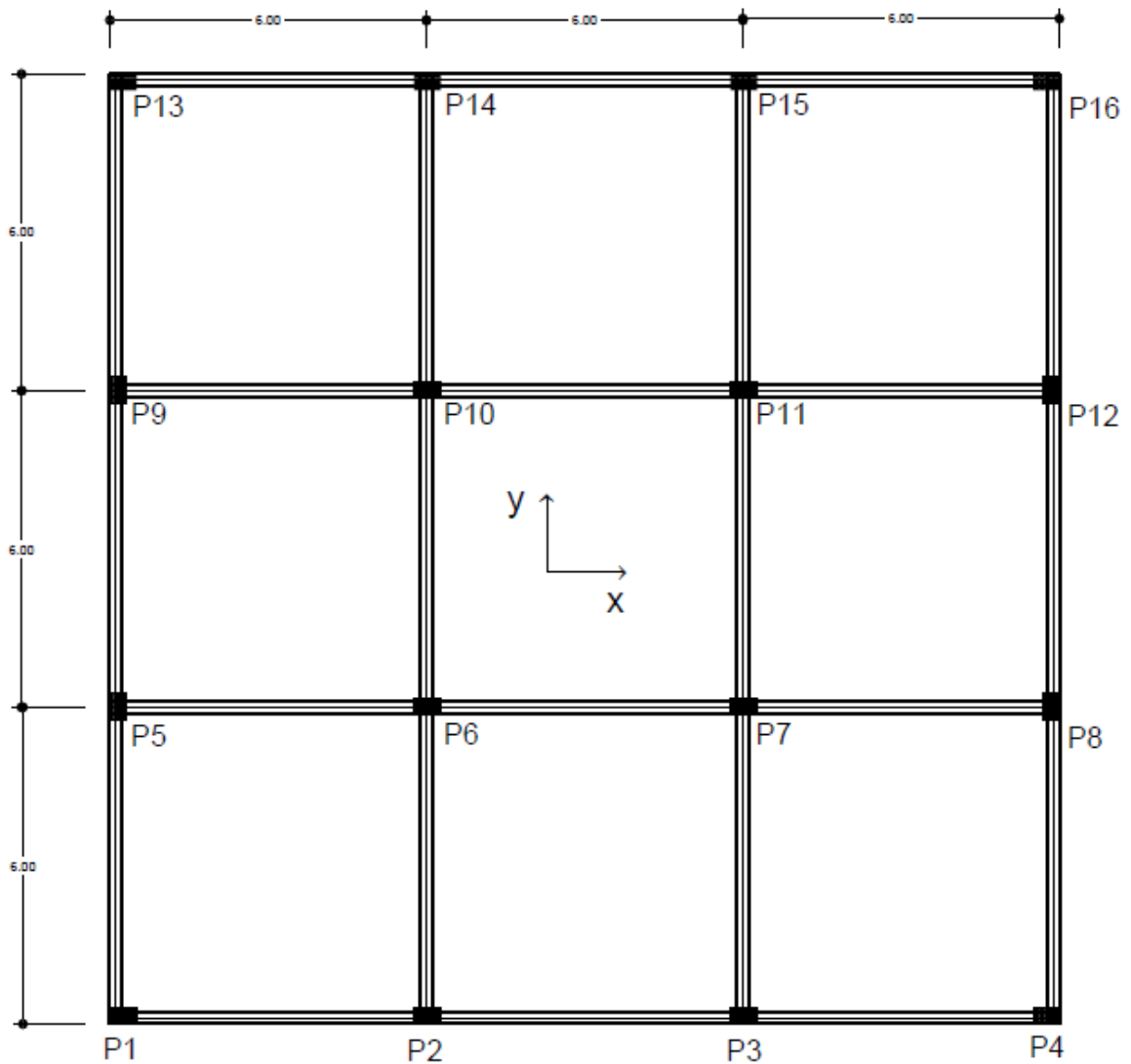
## 4.1 Situação I

Na situação I, o modelo é constituído por pórtico estrutural simples.

As propriedades das seções são indicadas a seguir:

- Pilares: 0,30m x 0,50m
- Vigas: 0,25m x 0,50m
- Lajes: 0,15m
- Alvenaria de vedação:  $e = 0,19\text{m} \times 0,19\text{m} \times 0,24\text{m}$

**Figura 19** – Situação I proposta



Fonte: o AUTOR

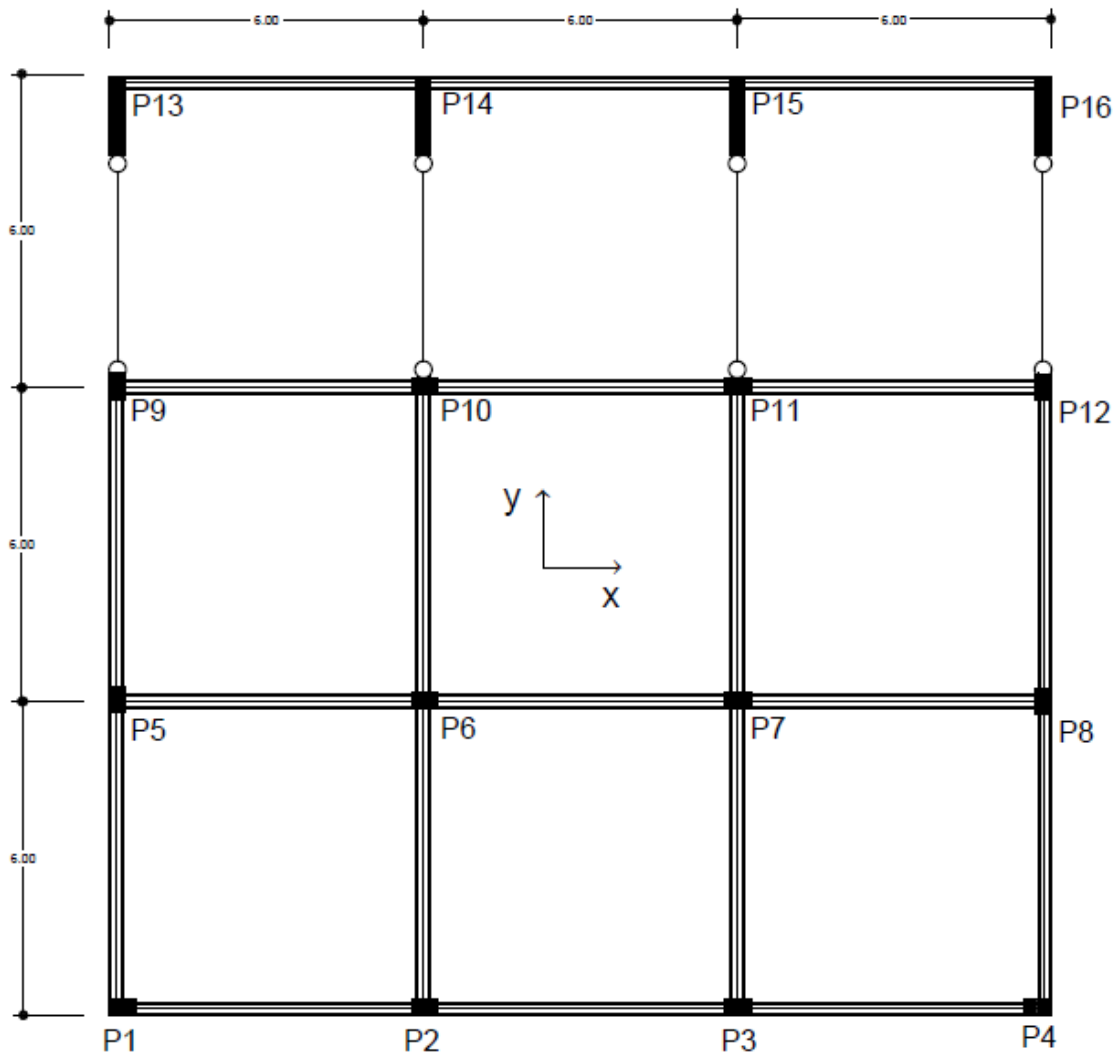
## 4.2 Situação II

Na situação II, o contraventamento é feito por meio da associação entre pórtico e pilares-parede, ligados por meio de lintéis.

As propriedades das seções são indicadas a seguir:

- Pilares: P13=P14=P15=P16: 1,50m x 0,30m  
Outros pilares: 0,30m x 0,50m
- Vigas: 0,25mx0,50m
- Lajes: 0,15m
- Lintéis: 0,25mx0,80m
- Alvenaria de vedação:  $e = 0,19\text{m} \times 0,19\text{m} \times 0,24\text{m}$

**Figura 20** – Situação II proposta



Fonte: o AUTOR

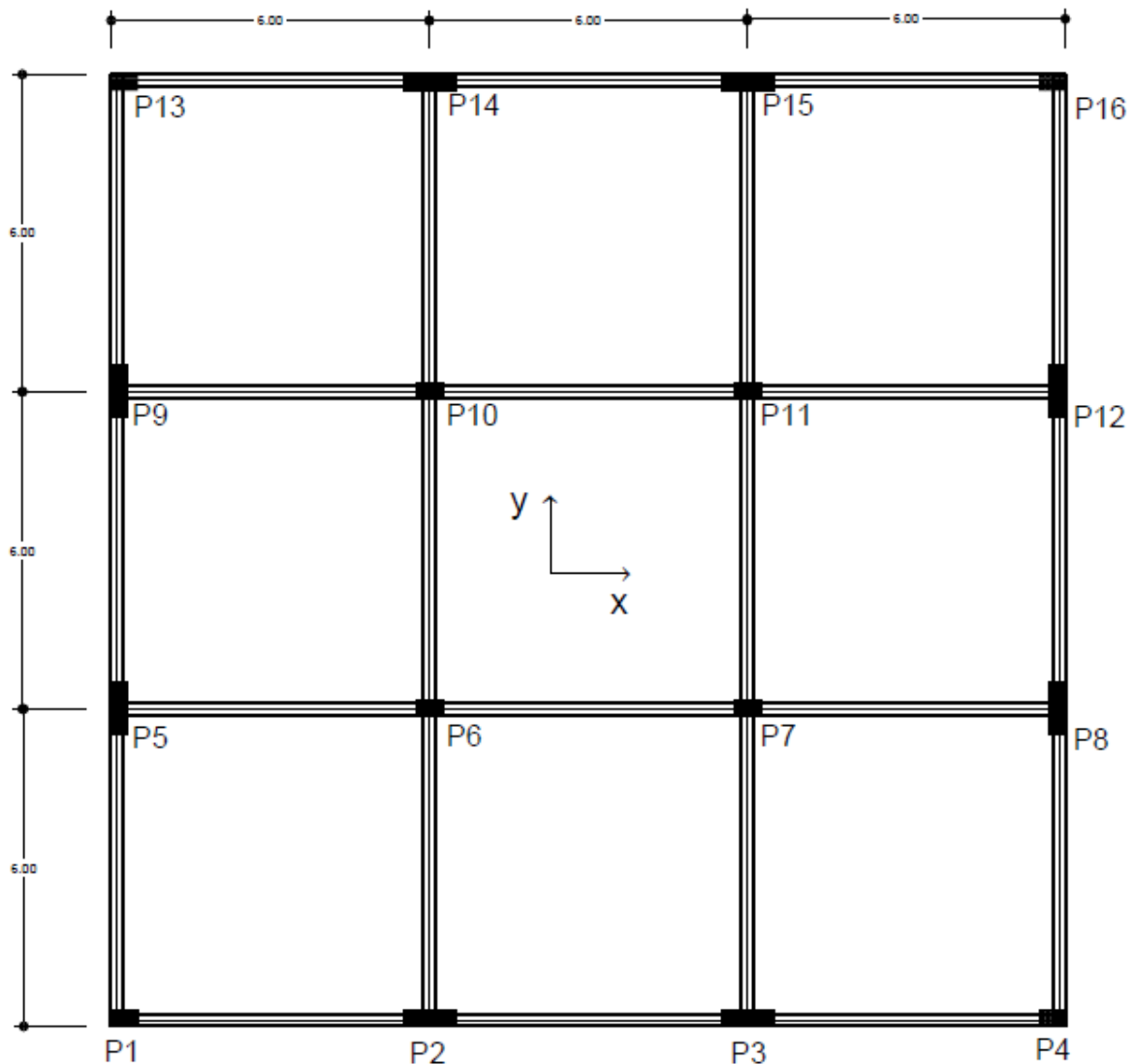
### 4.3 Situação III

Na situação III, o contraventamento é feito por meio da associação entre pórtico e pilares-parede.

As propriedades das seções são indicadas a seguir:

- Pilares: P2=P3=P5=P8=P9=P12=P14=P15 : 1,00m x 0,30m  
P1=P4=P6=P7=P10=P11=P13=P16: 0,30m x 0,50m
- Vigas: 0,25mx0,50m
- Lajes: 0,15m
- Alvenaria de vedação: e = 0,19mx0,19mx0,24m

**Figura 21 – Situação III proposta**



Fonte: o AUTOR

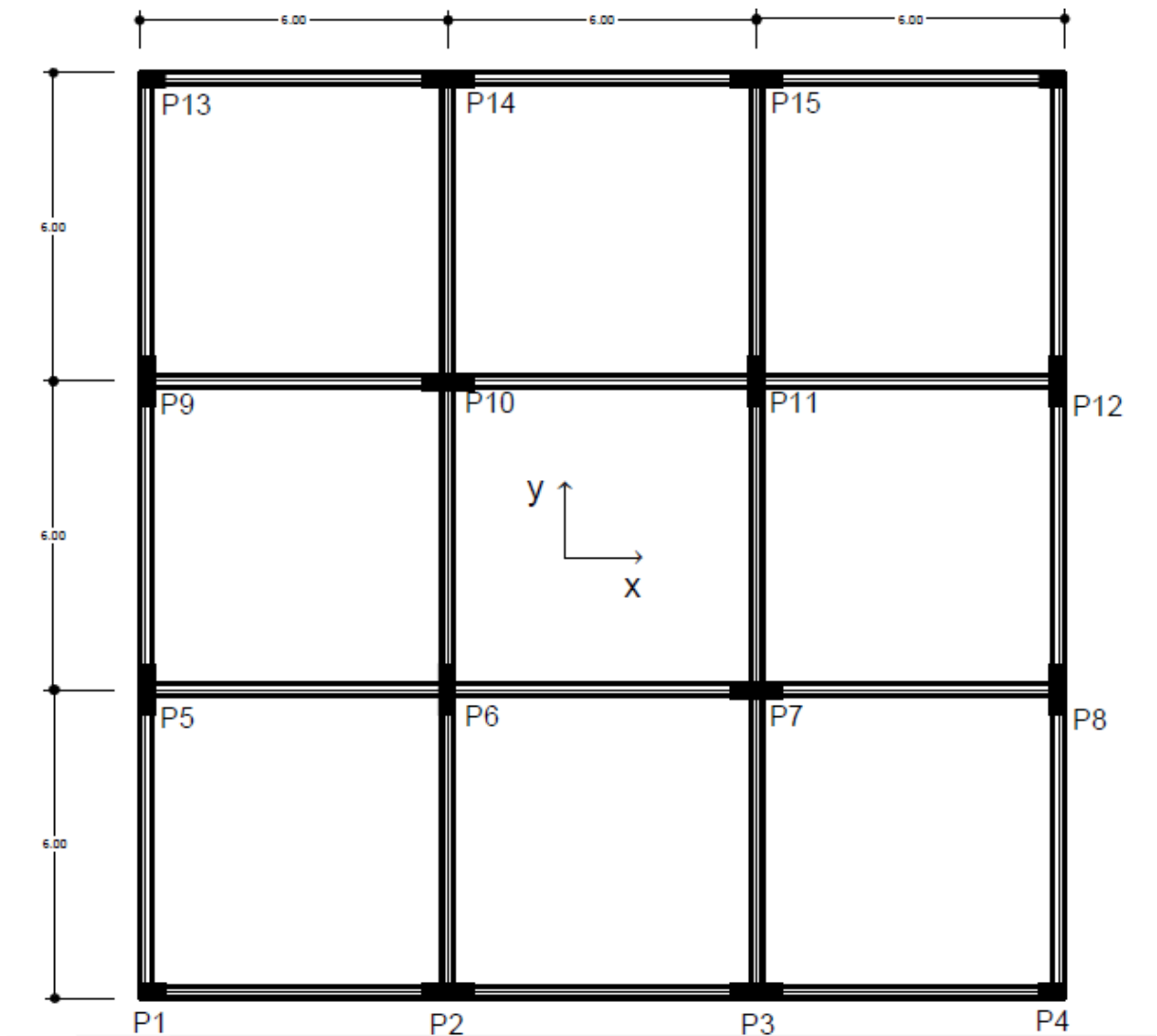
#### 4.4 Situação IV

Na situação IV, o modelo analisado foi contraventado totalmente por pilares paredes.

As propriedades das seções são indicadas a seguir:

- Pilares: 1,00 x 0,30m
- Vigas: 0,25m x 0,50m
- Lajes: 0,15m
- Alvenaria de vedação:  $e = 0,19\text{m} \times 0,19\text{m} \times 0,24\text{m}$

**Figura 22 – Situação IV proposta**



Fonte: o AUTOR

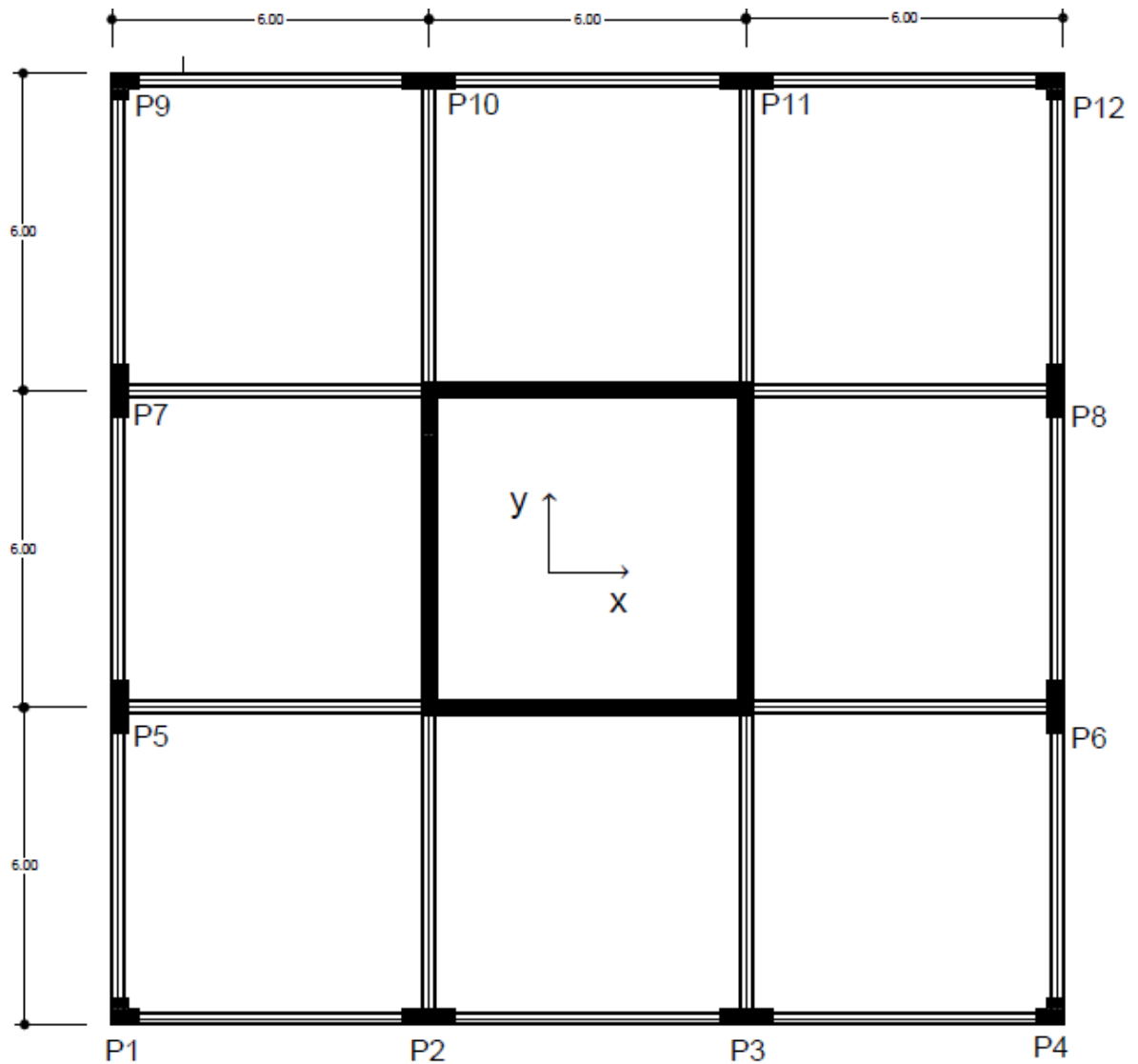
#### 4.5 Situação V

Na situação V, o contraventamento analisado foi composto por núcleo estável inserido no centro da edificação.

As propriedades das seções são indicadas a seguir:

- Pilares: 0,30m x 0,50m
- Núcleo: espessura de 0,50m, subindo 1,5m acima da cobertura.
- Vigas: 0,25m x 0,50m
- Lajes: 0,15m
- Alvenaria de vedação:  $e = 0,19\text{m} \times 0,19\text{m} \times 0,24\text{m}$

**Figura 23** – Situação V proposta



Fonte: o AUTOR

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 Determinação da força de arrasto do vento

Como já mencionado, considera-se as edificações situadas em terreno plano, em região pouco habitada na cidade de São Luís – MA.

#### 5.1.1 Coeficiente de arrasto

Para a determinação do coeficiente de arrasto, utilizou-se a figura 4 da NBR 6123:1988.

$$H_1/L_1 = 52/18 = 2,88 \quad L_1/L_2 = 18/18 = 1,00$$

Pela figura 4 da norma NBR 6120:1988 encontra-se que  $Ca_x = Ca_y = 1,31$

#### 5.1.2 Força de arrasto do vento

Para a determinação de  $V_k$ ,  $F_a$  e  $q$  foram utilizadas as fórmulas 6, 7 e 8, respectivamente. Os valores de  $S_2$  foram obtidos a partir dos apresentados na tabela 2. Como os valores dos coeficientes de arrasto são iguais, as forças  $F_x$  e  $F_y$  atuantes em suas respectivas direções possuem a mesma intensidade.

**Quadro 7 – Força de arrasto do vento**

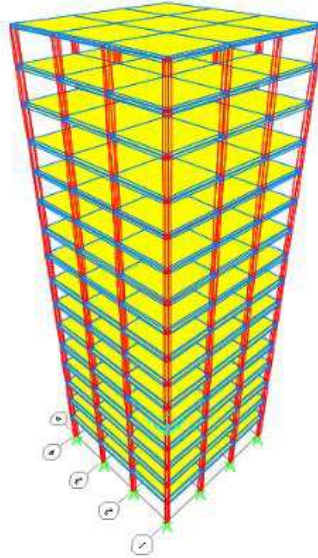
PAVIMENTO	ALTURA (m)	$V_0$ (m/s)	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$V_k$ (m/s)	$q$ (N/m <sup>2</sup> )	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$F_a$ (tf)
1	4	30	1	0,73	1	21,9	294	28,8	1,11
2	7,2	30	1	0,77	1	23,1	327,1	57,6	2,47
3	10,4	30	1	0,8	1	24	353,08	57,6	2,66
4	13,6	30	1	0,83	1	24,9	380,06	57,6	2,87
5	16,8	30	1	0,85	1	25,5	398,6	57,6	3
6	20	30	1	0,88	1	26,4	427,24	57,6	3,22
7	23,2	30	1	0,89	1	26,7	437	57,6	3,3
8	26,4	30	1	0,91	1	27,3	456,86	57,6	3,45
9	29,6	30	1	0,93	1	27,9	477,16	57,6	3,6
10	32,8	30	1	0,94	1	28,2	487,48	57,6	3,68
11	36	30	1	0,95	1	28,5	497,91	57,6	3,76
12	39,2	30	1	0,96	1	28,8	508,45	57,6	3,84
13	42,4	30	1	0,97	1	29,1	519,09	57,6	3,92
14	45,6	30	1	0,98	1	29,4	529,85	57,6	4
15	48,8	30	1	0,99	1	29,7	540,72	57,6	4,08
Cobertura	52	30	1	1	1	30	551,7	28,8	2,08

Fonte: o AUTOR

## 5.2 Situação I

### 5.2.1 Perspectiva do edifício analisado

**Figura 24** – Perspectiva Situação I

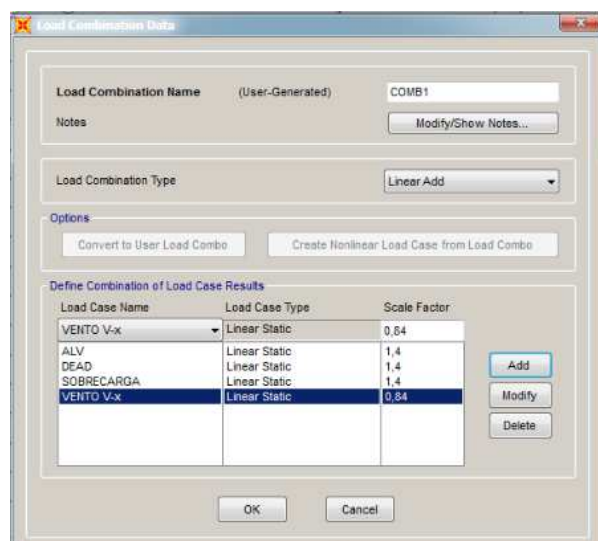


Fonte: o AUTOR

### 5.2.2 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

#### 5.2.2.1 Combinação das ações

**Figura 25** – Combinação das ações no SAP 2000



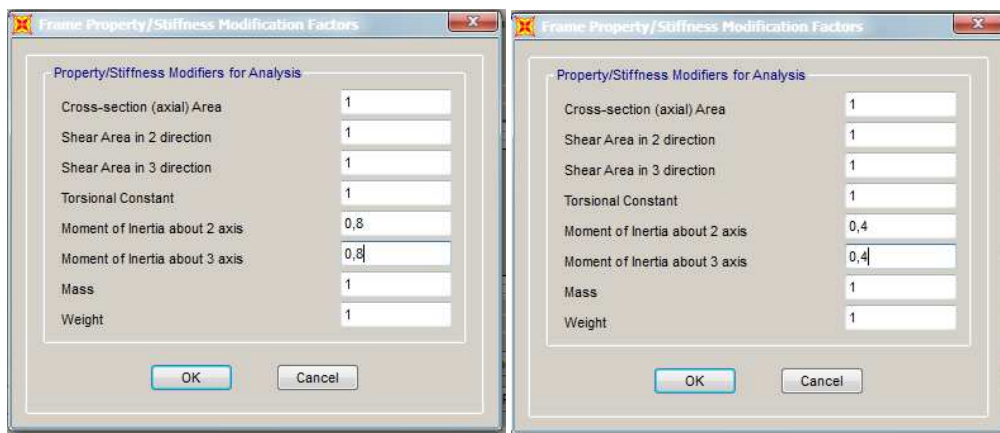
Fonte: o AUTOR



### 5.2.2.2 Deslocamento horizontal do pórtico

Aqui, buscou-se fazer uma verificação da importância da consideração da NLF na estabilidade da estrutura com o auxílio do programa SAP 2000. Para isso, fizeram-se duas verificações, uma levando em consideração a NLF e a outra não. Para a redução da rigidez na NLF, utilizaram-se os coeficientes 0,4 para vigas e 0,8 para pilares, conforme indicado na figura 26.

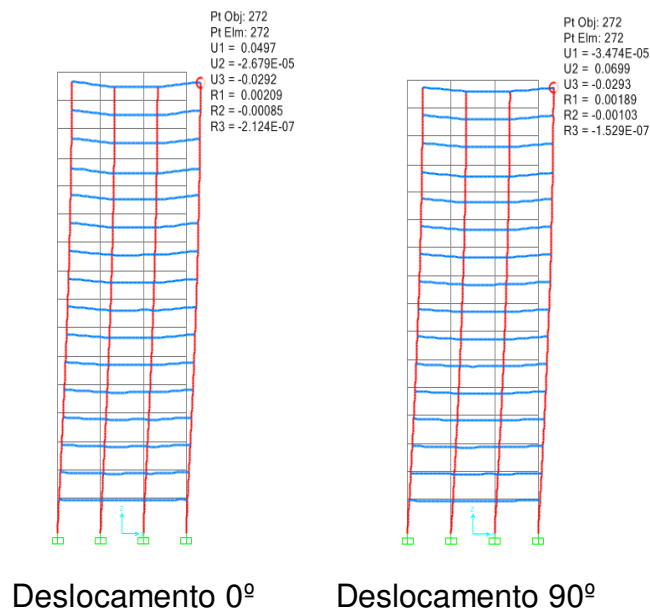
**Figura 26** – Redução da rigidez para a NLF para pilares e vigas



Fonte: o AUTOR

a) Não levando em consideração a NLF

**Figura 27:** Deformada da estrutura sem considerar a NLF



Fonte: o AUTOR

A seguir apresentam-se os deslocamentos obtidos em cada pavimento:

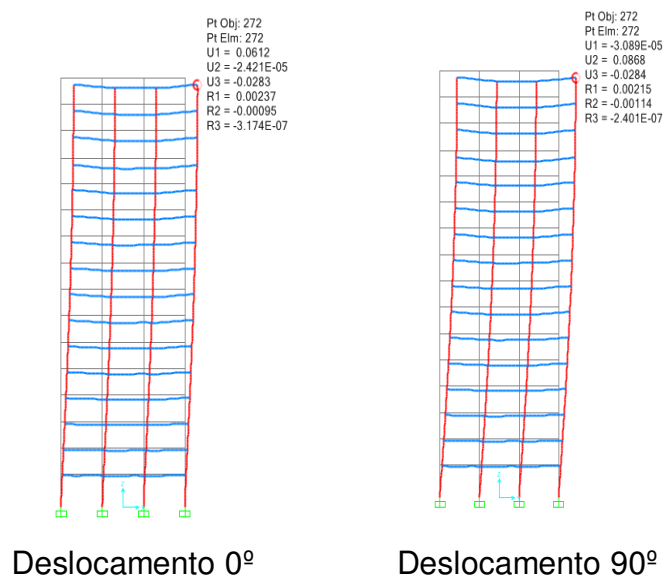
**Quadro 8** – Deslocamentos dos nós sem considerar a NLF

Deslocamento sem a consideração da não-linearidade física			
PAVIMENTO	Cota do Pav. (m)	dx (0°) cm	dy (90°) cm
Cobertura	52	4,97	6,99
15	48,8	4,91	6,92
14	45,6	4,81	6,8
13	42,4	4,67	6,61
12	39,2	4,51	6,41
11	36	4,3	6,13
10	32,8	4,05	5,8
9	29,6	3,77	5,41
8	26,4	3,45	4,98
7	23,2	3,1	4,51
6	20	2,71	3,99
5	16,8	2,3	3,43
4	13,6	1,86	2,83
3	10,4	1,4	2,19
2	7,2	0,91	1,52
1	4	0,43	0,82
Térreo	-	-	-

Fonte: o AUTOR

b) Considerando a NLF

**Figura 28:** Deformada da estrutura considerando a NLF



Fonte: o AUTOR

A seguir apresentam-se os deslocamentos obtidos em cada pavimento da edificação:

**Quadro 9 – Deslocamentos dos nós considerando a NLF**

Deslocamento com a consideração da não-linearidade física			
PAVIMENTO	Cota do Pav. (m)	dx (0°) cm	dy (90°) cm
Cobertura	52	6,12	8,68
15	48,8	6,05	8,6
14	45,6	5,94	8,46
13	42,4	5,76	8,22
12	39,2	5,57	7,98
11	36	5,32	7,63
10	32,8	5,02	7,22
9	29,6	4,67	6,75
8	26,4	4,28	6,22
7	23,2	3,84	5,63
6	20	3,37	4,98
5	16,8	2,86	4,28
4	13,6	2,31	3,53
3	10,4	1,74	2,74
2	7,2	1,14	1,9
1	4	0,54	1,02
Térreo	-	-	-

Fonte: o AUTOR

### 5.2.2.3 Rigidez equivalente do pórtico

Para o cálculo da rigidez equivalente, foram utilizados os valores apresentados na análise que levou em consideração a NLF:

- $F = 4,08tf$  (Maior Força do vento atuante na edificação)
- $H = 52m$  (altura total da edificação)
- $\delta_x = 6,12cm$  e  $\delta_y = 8,68cm$  (deslocamento no topo do edifício)

A rigidez equivalente do pórtico foi calculada a partir da fórmula dois apresentada no subitem 2.2.3:

$$(EI)_x = 9373866,667 \text{ tf} \cdot m^2$$

$$(EI)_y = 6609223,96 \text{ tf} \cdot m^2$$

#### 5.2.2.4 Somatório das cargas verticais

As cargas verticais atuantes foram obtidas a partir dos resultados apresentados pelo programa SAP 2000. Retirou-se o valor do somatório dos esforços normais atuantes em cada pavimento do edifício, sendo apresentados no quadro dez:

**Quadro 10** – Somatório das cargas verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	Cota do pav. (m)
Térreo	-	-
1	340	4
2	340	7,2
3	340	10,4
4	340	13,6
5	340	16,8
6	340	20
7	340	23,2
8	340	26,4
9	340	29,6
10	340	32,8
11	340	36
12	340	39,2
13	340	42,4
14	340	45,6
15	340	48,8
Cobertura	250	52
$\Sigma=$	<b>5350</b>	

**Fonte:** o AUTOR

#### 5.2.2.5 Calculo do parâmetro $\alpha$

Como o número de pavimentos é maior que quatro, e o contraventamento é realizado somente por meio de pórticos, o valor de  $\alpha_1$  a se utilizar para a comparação com  $\alpha$  é de 0,5.

A partir da fórmula três do subitem 2.2.4.1, calcula-se o parâmetro. Sendo:

- $H_{tot} = 52m$
- $N_k = 5350tf$
- $(EI)_x = 9373866,667 \text{ tf.m}^2$
- $(EI)_y = 6609223,96 \text{ tf.m}^2$

Assim, os valores encontrados:

$$\alpha_x = 1,24 \quad e \quad \alpha_y = 1,48$$

Como  $\alpha_x$  e  $\alpha_y > \alpha_1$ , a estrutura analisada é considerada de nós móveis.

### 5.2.3 Determinação do Coeficiente $\gamma_z$

#### 5.2.3.1 Somatório dos Produtos das Forças Verticais $\Delta Md$

**Quadro 11** - Somatório dos Produtos das Forças Verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	dx (m)	dy (m)	$\Delta Mdx$ (tf.m)	$\Delta Mdy$ (tf.m)
Térreo	-	-	-	-	-
1	340	0,0054	0,0102	1,84	3,47
2	340	0,0114	0,019	3,88	6,46
3	340	0,0174	0,0274	5,92	9,32
4	340	0,0231	0,0353	7,85	12,00
5	340	0,0286	0,0428	9,72	14,55
6	340	0,0337	0,0498	11,46	16,93
7	340	0,0384	0,0563	13,06	19,14
8	340	0,0428	0,0622	14,55	21,15
9	340	0,0467	0,0675	15,88	22,95
10	340	0,0502	0,0722	17,07	24,55
11	340	0,0532	0,0763	18,09	25,94
12	340	0,0557	0,0798	18,94	27,13
13	340	0,0576	0,0822	19,58	27,95
14	340	0,0594	0,0846	20,20	28,76
15	340	0,0605	0,086	20,57	29,24
Cobertura	250	0,0612	0,0868	15,30	21,70
$\Sigma=$	<b>5350</b>			<b>299,45</b>	<b>435,74</b>

Fonte: o AUTOR

## 5.2.3.2 Momento de Tombamento devido à força do Vento

**Quadro 12** – Momento de Tombamento

PAVIMENTO	Cota do pav. (m)	Fa x (tf)	Fa y (tf)	Mdx 1º (tf.m)	Mdy 1º (tf.m)
Térro	-	-	-	-	-
1	4	1,11	1,11	4,44	4,44
2	7,2	2,47	2,47	17,78	17,784
3	10,4	2,66	2,66	27,66	27,664
4	13,6	2,87	2,87	39,03	39,032
5	16,8	3	3	50,40	50,4
6	20	3,22	3,22	64,40	64,4
7	23,2	3,3	3,3	76,56	76,56
8	26,4	3,45	3,45	91,08	91,08
9	29,6	3,6	3,6	106,56	106,56
10	32,8	3,68	3,68	120,70	120,704
11	36	3,76	3,76	135,36	135,36
12	39,2	3,84	3,84	150,53	150,528
13	42,4	3,92	3,92	166,21	166,208
14	45,6	4	4	182,40	182,4
15	48,8	4,08	4,08	199,10	199,104
Cobertura	52	2,08	2,08	108,16	108,16
$\Sigma=$				<b>1540,38</b>	<b>1540,38</b>

Fonte: o AUTOR

5.2.3.3 Coeficiente  $\gamma_z$ 

Para a sua determinação, utilizou-se a fórmula cinco indicada no subitem 2.2.4.2, sendo os valores:

- $M_{1,tot,dx} = M_{1,tot,dy} = 1540,38 \text{ tf.m}$
- $\Delta M_{tot,dx} = 299,45 \text{ tf.m}$  e  $\Delta M_{tot,dy} = 435,74 \text{ tf.m}$

Assim, encontra-se:

$$\gamma_z(0^\circ) = 1,24$$

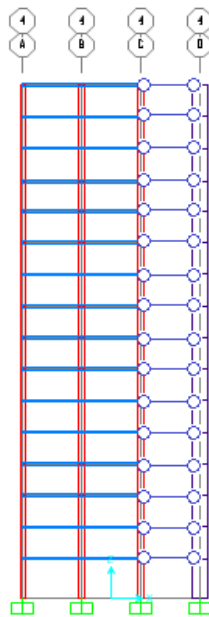
$$\gamma_z(90^\circ) = 1,39$$

Como o maior valor encontrado foi superior a 1,30, o edifício é considerado instável e não poderá ser executado com esse arranjo estrutural.

## 5.3 Situação II

### 5.3.1 Perspectiva do edifício analisado

**Figura 29** – Perspectiva da Situação II



**Fonte:** o AUTOR

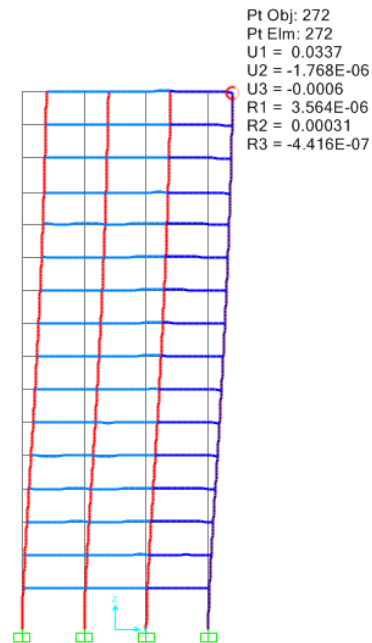
### 5.3.2 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

#### 5.3.2.1 Combinação das ações

Analisou-se aqui somente a ação do vento na direção Y, no intuito de verificar a interferência da associação de pilares parede no deslocamento da estrutura. A combinação das ações para 90° segue o mesmo modelo apresentado na situação I, adotando-se os coeficientes majoradores indicados na metodologia.

#### 5.3.2.2 Deslocamento horizontal do pórtico

Para a redução da rigidez na consideração da NLF, foram utilizados os mesmos coeficientes indicados na figura 26 apresentado na situação I. Os deslocamentos encontrados são apresentados a seguir:

**Figura 30:** Deformada da estrutura

Fonte: o AUTOR

**Quadro 13 –** Deslocamentos nos pavimentos

PAVIMENTO	Cota do Pav. (m)	dx (0°) cm
Cobertura	52	3,37
15	48,8	3,27
14	45,6	3,16
13	42,4	3,02
12	39,2	2,87
11	36	2,7
10	32,8	2,5
9	29,6	2,29
8	26,4	2,05
7	23,2	1,8
6	20	1,53
5	16,8	1,25
4	13,6	0,97
3	10,4	0,68
2	7,2	0,4
1	4	0,16
Térreo	-	-

Fonte: o AUTOR



### 5.3.2.3 Rigidez equivalente do pórtico

Para o cálculo da rigidez equivalente, foram utilizados os valores:

- $F = 4,08tf$  (Maior força do vento atuante na edificação)
- $H = 52m$  (altura total da edificação)
- $\delta_y = 3,37cm$  (deslocamento no topo do edifício)

Obteve-se a rigidez equivalente do pórtico:

$$(EI)_y = 17023164,39 \text{ tf.m}^2$$

### 5.3.2.4 Somatório das cargas verticais

As cargas verticais atuantes em cada pavimento são apresentadas a seguir:

**Quadro 14** – Somatório das cargas verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	Cota do pav. (m)
Térreo	-	-
1	350	4
2	350	7,2
3	350	10,4
4	350	13,6
5	350	16,8
6	350	20
7	350	23,2
8	350	26,4
9	350	29,6
10	350	32,8
11	350	36
12	350	39,2
13	350	42,4
14	350	45,6
15	350	48,8
Cobertura	250	52
$\Sigma=$	<b>5500</b>	

Fonte: o AUTOR

### 5.3.2.5 Cálculo do parâmetro $\alpha$

Por o contraventamento ser realizado por meio de pórticos associados a pilares parede, o valor de  $\alpha_1$  a se utilizar para a comparação com  $\alpha$  é de 0,6. Sendo:

- $H_{tot} = 52m$
- $N_k = 5500tf$
- $(EI)_y = 17023164,39 tf.m^2$

Encontra-se o seguinte valor:

$$\alpha_y = 0,93$$

Como  $\alpha_x > \alpha_1$  a estrutura analisada é considerada de nós móveis.

### 5.3.3 Determinação do Coeficiente $\gamma_z$

#### 5.3.3.1 Somatório dos Produtos das Forças Verticais $\Delta Md$

**Quadro 15** - Somatório dos Produtos das Forças Verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	dy (m)	$\Delta Md_y$ (tf.m)
Térreo	-	-	-
1	350	0,0016	0,56
2	350	0,004	1,40
3	350	0,0068	2,38
4	350	0,0097	3,40
5	350	0,0125	4,38
6	350	0,0153	5,36
7	350	0,018	6,30
8	350	0,0205	7,18
9	350	0,0229	8,02
10	350	0,025	8,75
11	350	0,027	9,45
12	350	0,0287	10,05
13	350	0,0302	10,57
14	350	0,0316	11,06
15	350	0,0327	11,45
Cobertura	250	0,0337	8,43
$\Sigma =$	<b>5500</b>		<b>152,18</b>

Fonte: o AUTOR

## 5.3.3.2 Momento de Tombamento devido à força do Vento

**Quadro 16** – Momento de Tombamento

PAVIMENTO	Cota do pav. (m)	Fa y (tf)	Mdy 1º (tf.m)
Térreo	-	-	-
1	4	1,11	4,44
2	7,2	2,47	17,78
3	10,4	2,66	27,66
4	13,6	2,87	39,03
5	16,8	3	50,40
6	20	3,22	64,40
7	23,2	3,3	76,56
8	26,4	3,45	91,08
9	29,6	3,6	106,56
10	32,8	3,68	120,70
11	36	3,76	135,36
12	39,2	3,84	150,53
13	42,4	3,92	166,21
14	45,6	4	182,40
15	48,8	4,08	199,10
Cobertura	52	2,08	108,16
$\Sigma=$			<b>1540,38</b>

Fonte: o AUTOR

5.3.3.3 Coeficiente  $\gamma_z$ 

Utilizaram-se os seguintes resultados encontrados anteriormente:

- $M_{1,tot,dx} = M_{1,tot,dy} = 1540,38 \text{ tf.m}$
- $\Delta M_{tot,dy} = 152,18 \text{ tf.m}$

Assim, encontra-se:

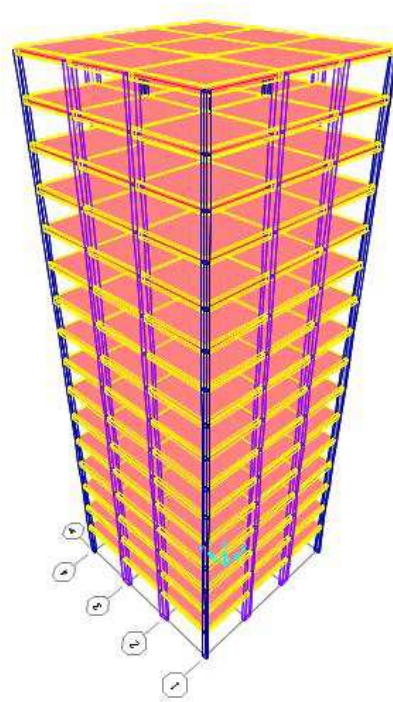
$$\gamma_z(90^\circ) = 1,11$$

Como o valor encontrado foi superior a 1,10, o edifício é considerado de nós móveis e os efeitos de segunda ordem devem obrigatoriamente ser verificados. A consideração dos esforços de segunda ordem será feita na situação seguinte a ser apresentada.

## 5.4 Situação III

### 5.4.1 Perspectiva do edifício analisado

**Figura 31** – Perspectiva da Situação III



**Fonte:** o AUTOR

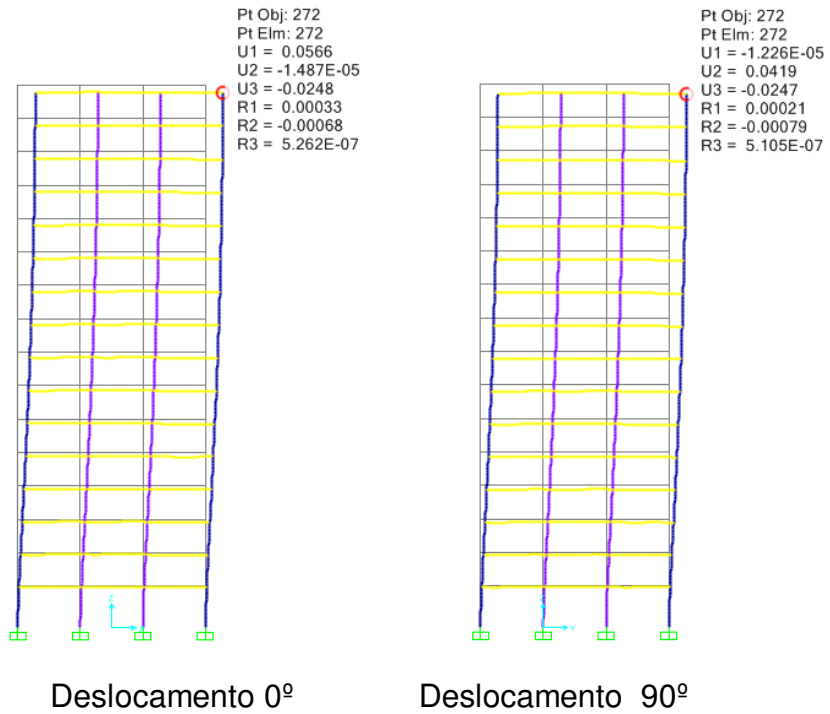
### 5.4.2 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

#### 5.4.2.1 Combinação das ações

A combinação das ações tanto para  $0^\circ$  como para  $90^\circ$  segue o mesmo modelo apresentado na situação I, adotando-se os coeficientes majoradores indicados na metodologia.

#### 5.4.2.2 Deslocamento horizontal do pórtico

Para a redução da rigidez na consideração da NLF, foram utilizados os mesmos coeficientes indicados na figura 26 apresentado na situação I. Os deslocamentos encontrados são apresentados a seguir:

**Figura 32:** Deformada da estrutura

Fonte: o AUTOR

**Quadro 17 –** Deslocamentos nos pavimentos

Deslocamentos nos pavimentos			
PAVIMENTO	Cota do Pav. (m)	dx (0°) cm	dy (90°) cm
Cobertura	52	5,66	4,19
15	48,8	5,58	4,13
14	45,6	5,47	4,05
13	42,4	5,32	3,94
12	39,2	5,12	3,79
11	36	4,87	3,61
10	32,8	4,59	3,39
9	29,6	4,25	3,15
8	26,4	3,88	2,87
7	23,2	3,46	2,37
6	20	3,01	2,24
5	16,8	2,52	1,88
4	13,6	2	1,5
3	10,4	1,45	1,1
2	7,2	0,9	0,69
1	4	0,38	0,3
Térreo	-	-	-

Fonte: o AUTOR

#### 5.4.2.3 Rigidez equivalente do pórtico

Para o cálculo da rigidez equivalente, foram utilizados os valores:

- $F = 4,08tf$  (Maior força do vento atuante na edificação)
- $H = 52m$  (altura total da edificação)
- $\delta_x = 5,66cm$  e  $\delta_y = 4,19cm$  (deslocamento no topo do edifício)

Obteve a rigidez equivalente do pórtico:

$$(EI)_x = 10135700,35 \text{ tf} \cdot m^2$$

$$(EI)_y = 13691662,05 \text{ tf} \cdot m^2$$

#### 5.4.2.4 Somatório das cargas verticais

As cargas verticais atuantes em cada pavimento são apresentadas a seguir:

**Quadro 18** – Somatório das cargas verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	Cota do pav. (m)
Térro	-	-
1	360	4
2	360	7,2
3	360	10,4
4	360	13,6
5	360	16,8
6	360	20
7	360	23,2
8	360	26,4
9	360	29,6
10	360	32,8
11	360	36
12	360	39,2
13	360	42,4
14	360	45,6
15	360	48,8
Cobertura	250	52
$\Sigma=$	<b>5650</b>	

Fonte: o AUTOR

#### 5.4.2.5 Cálculo do parâmetro $\alpha$

Por o contraventamento ser realizado por meio de pórticos associados a pilares parede, o valor de  $\alpha_1$  a se utilizar para a comparação com  $\alpha$  é de 0,6. Sendo:

- $H_{tot} = 52m$
- $N_k = 5650tf$
- $(EI)_x = 10135700,35 \text{ tf.m}^2$  e  $(EI)_y = 13691662,05 \text{ tf.m}^2$

Encontram-se os seguintes valores:

$$\alpha_x = 1,23 \quad e \quad \alpha_y = 1,06$$

Como  $\alpha_x$  e  $\alpha_y > \alpha_1$  a estrutura analisada é considerada de nós móveis.

#### 5.4.3 Determinação do Coeficiente $\gamma_z$

##### 5.4.3.1 Somatório dos Produtos das Forças Verticais $\Delta Md$

**Quadro 19** - Somatório dos Produtos das Forças Verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	dx (m)	dy (m)	$\Delta Mdx$ (tf.m)	$\Delta Mdy$ (tf.m)
Térro	-	-	-	-	-
1	360	0,0038	0,003	1,37	1,08
2	360	0,009	0,0069	3,24	2,48
3	360	0,0145	0,011	5,22	3,96
4	360	0,02	0,015	7,20	5,40
5	360	0,0252	0,0188	9,07	6,77
6	360	0,0301	0,0224	10,84	8,06
7	360	0,0346	0,0237	12,46	8,53
8	360	0,0388	0,0287	13,97	10,33
9	360	0,0425	0,0315	15,30	11,34
10	360	0,0459	0,0339	16,52	12,20
11	360	0,0487	0,0361	17,53	13,00
12	360	0,0512	0,0379	18,43	13,64
13	360	0,0532	0,0394	19,15	14,18
14	360	0,0547	0,0405	19,69	14,58
15	360	0,0558	0,0413	20,09	14,87
Cobertura	250	0,0566	0,0419	14,15	10,48
$\Sigma=$	<b>5650</b>			<b>285,92</b>	<b>211,28</b>

Fonte: o AUTOR

## 5.4.3.2 Momento de Tombamento devido à força do Vento

**Quadro 20** – Momento de Tombamento

PAVIMENTO	Cota do pav. (m)	Fa x (tf)	Fa y (tf)	Mdx 1º (tf.m)	Mdy 1º (tf.m)
Térro	-	-	-	-	-
1	4	1,11	1,11	4,44	4,44
2	7,2	2,47	2,47	17,78	17,784
3	10,4	2,66	2,66	27,66	27,664
4	13,6	2,87	2,87	39,03	39,032
5	16,8	3	3	50,40	50,4
6	20	3,22	3,22	64,40	64,4
7	23,2	3,3	3,3	76,56	76,56
8	26,4	3,45	3,45	91,08	91,08
9	29,6	3,6	3,6	106,56	106,56
10	32,8	3,68	3,68	120,70	120,704
11	36	3,76	3,76	135,36	135,36
12	39,2	3,84	3,84	150,53	150,528
13	42,4	3,92	3,92	166,21	166,208
14	45,6	4	4	182,40	182,4
15	48,8	4,08	4,08	199,10	199,104
Cobertura	52	2,08	2,08	108,16	108,16
$\Sigma=$				<b>1540,38</b>	<b>1540,38</b>

Fonte: o AUTOR

5.4.3.3 Coeficiente  $\gamma_z$ 

Utilizaram-se os seguintes resultados encontrados anteriormente:

- $M_{1,tot,dx} = M_{1,tot,dy} = 1540,38 \text{ tf.m}$
- $\Delta M_{tot,dx} = 285,92 \text{ tf.m}$  e  $\Delta M_{tot,dy} = 211,28 \text{ tf.m}$

Assim, encontra-se:

$$\gamma_z(0^\circ) = 1,23$$

$$\gamma_z(90^\circ) = 1,16$$

Como os valores encontrados foram superiores a 1,10, o edifício é considerado de nós móveis e os efeitos de segunda ordem devem obrigatoriamente ser verificados.



#### 5.4.4 Determinação dos esforços de segunda ordem

Os esforços de segunda ordem foram estimados por meio da elaboração de uma nova combinação de esforços, onde se multiplica o esforço do vento pelo coeficiente  $0,95\gamma_z$ .

Analisou-se a intensidade dos esforços normais e momentos fletores na base de cada pilar da edificação, a fim de verificar os acréscimos ocasionados pelos efeitos de segunda ordem.

A combinação utilizada para estimar os efeitos de segunda ordem é dada a seguir: (11)

$$N_d = \gamma_g \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + 0,95 \cdot \gamma_z \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}]$$

$$N_d = 1,4 \cdot (Pp + Cp) + 1,4 \cdot [Ca + 0,95 \cdot 1,23 \cdot 0,6 \cdot Vento]$$

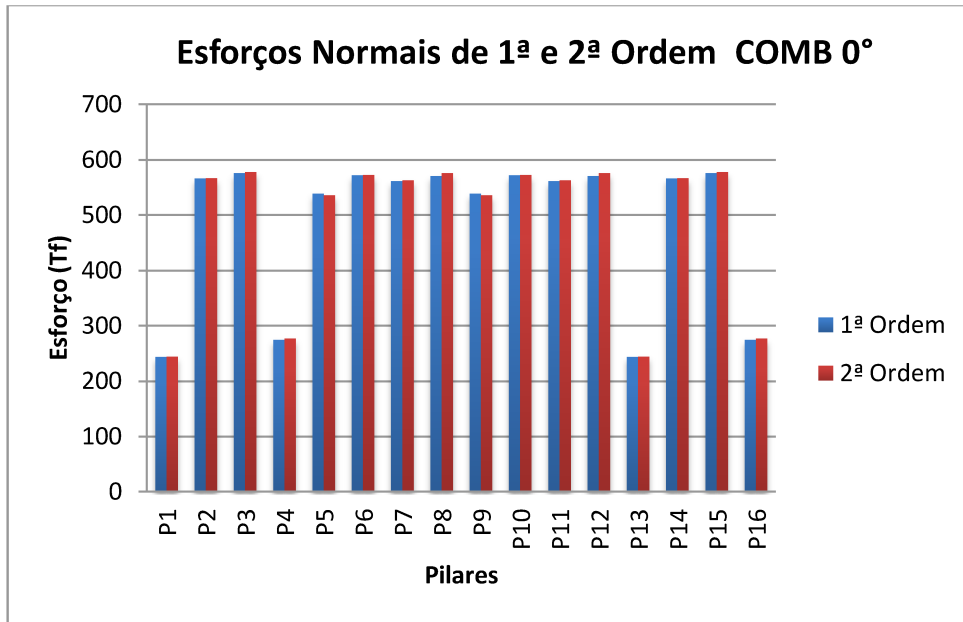
$$N_d = 1,4 \cdot (Pp + Cp) + 1,4 \cdot Ca + 0,98 \cdot Vento$$

**Quadro 21** – Esforços normais de primeira e segunda ordem

ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO DE 1ª ORDEM (tf)			ESFORÇOS NORMAIS DE CÁLCULO DE 2ª ORDEM (tf)		
PILARES	COMB 0°	COMB 90°	PILARES	COMB 0°	COMB 90°
P1	246,06	246,88	P1	243,72	244,70
P2	567,05	554	P2	566,30	551,03
P3	576,40	554	P3	577,33	551
P4	274,25	246,9	P4	276,60	244,64
P5	538,25	553,01	P5	535,45	552,47
P6	571,40	567,34	P6	572,12	568,10
P7	563,25	567,34	P7	562,54	568,06
P8	572,80	553,01	P8	575,74	552,53
P9	538,30	558,13	P9	535,45	558,58
P10	571,40	567,31	P10	572,10	567,27
P11	563,25	567,33	P11	562,54	567,32
P12	572,88	558,18	P12	575,76	558,62
P13	246,07	273,40	P13	243,73	275,61
P14	567,10	589,60	P14	566,30	592,60
P15	576,55	589,62	P15	577,34	592,60
P16	274,25	273,40	P16	276,60	275,61

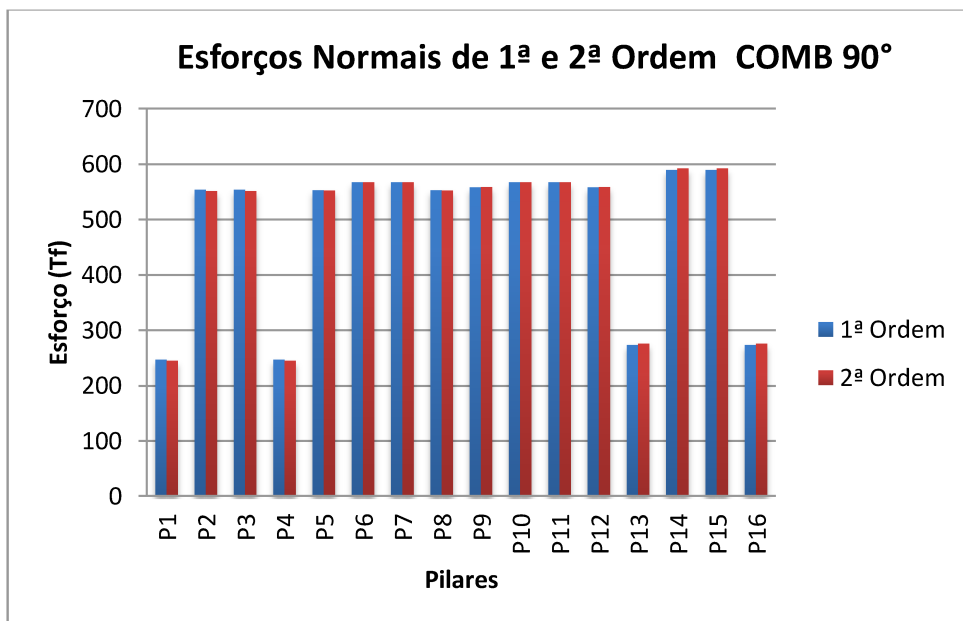
Fonte: o AUTOR

**Gráfico 1** – Esforços normais de cálculo de 1ª e 2ª ordem para COMB 0°



Fonte: o AUTOR

**Gráfico 2** – Esforços normais de cálculo de 1ª e 2ª ordem para COMB 90°

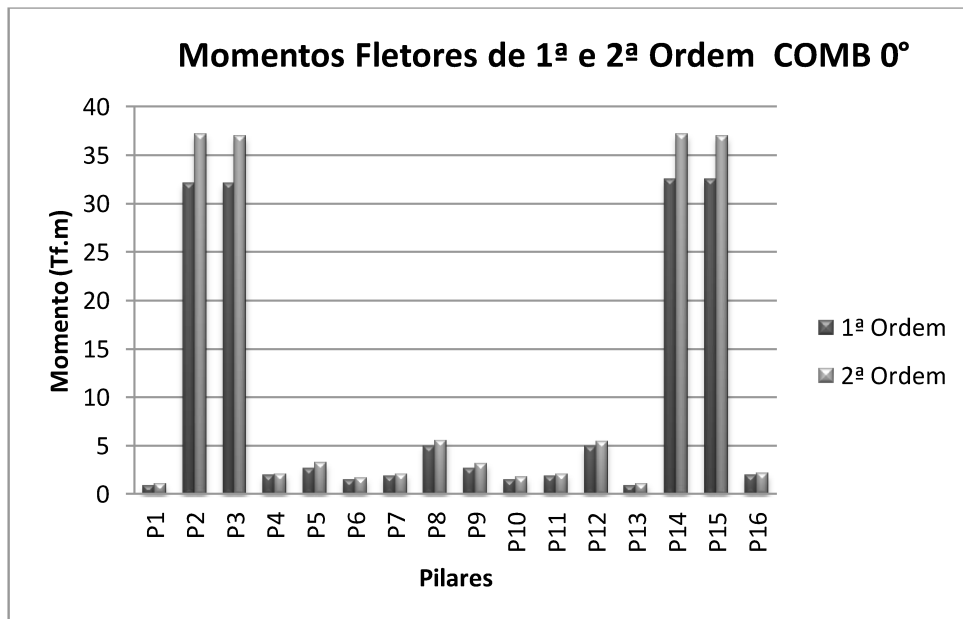


Fonte: o AUTOR

**Quadro 22** – Momentos fletores de primeira e segunda ordem

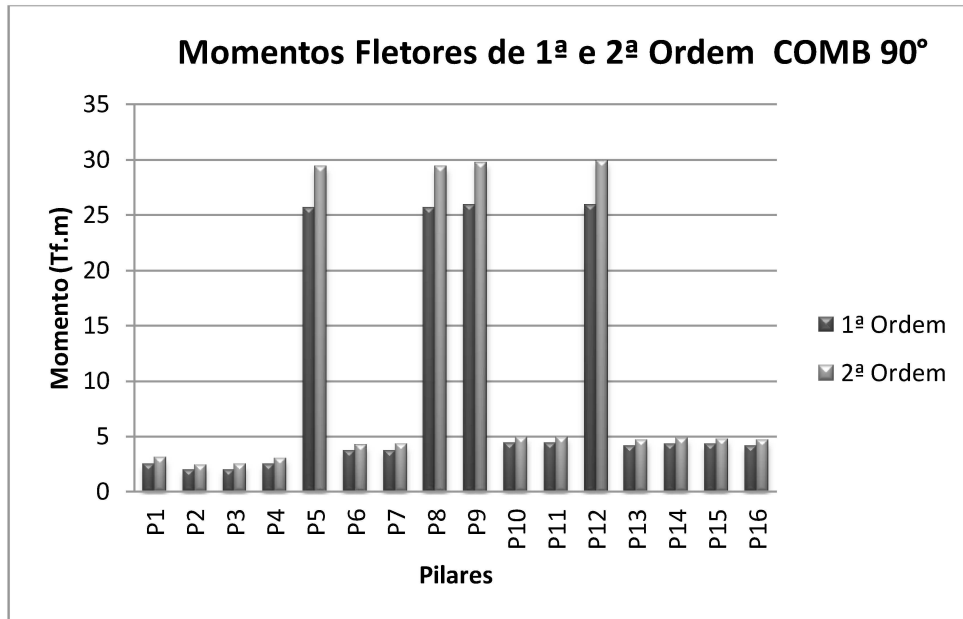
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO DE 1ª ORDEM (Tf.m)			MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO DE 2ª ORDEM (Tf.m)		
PILARES	COMB 0°	COMB 90°	PILARES	COMB 0°	COMB 90°
P1	0,9	2,5	P1	1,12	3,03
P2	32,1	1,97	P2	37,2	2,4
P3	32,1	1,97	P3	37	2,45
P4	1,95	2,5	P4	2,1	3,00
P5	2,66	25,6	P5	3,22	29,36
P6	1,48	3,7	P6	1,7	4,21
P7	1,85	3,7	P7	2,1	4,26
P8	4,9	25,6	P8	5,5	29,38
P9	2,66	25,9	P9	3,2	29,7
P10	1,48	4,4	P10	1,72	4,87
P11	1,85	4,4	P11	2,07	4,91
P12	4,9	25,9	P12	5,45	29,92
P13	0,9	4,1	P13	1,11	4,6
P14	32,5	4,3	P14	37,2	4,8
P15	32,5	4,3	P15	37	4,75
P16	1,95	4,1	P16	2,12	4,6

Fonte: o AUTOR

**Gráfico 3** - Momentos Fletores de 1ª e 2ª Ordem para COMB 0°

Fonte: o AUTOR

**Gráfico 4 - Momentos Fletores de 1ª e 2ª Ordem para COMB 90°**

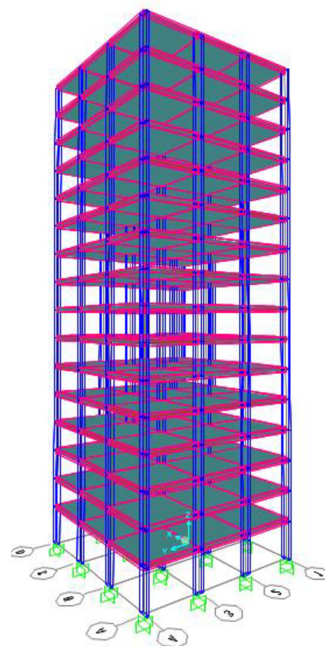


Fonte: o AUTOR

## 5.5 Situação IV

### 5.5.1 Perspectiva do edifício analisado

**Figura 33 – Perspectiva Situação IV**

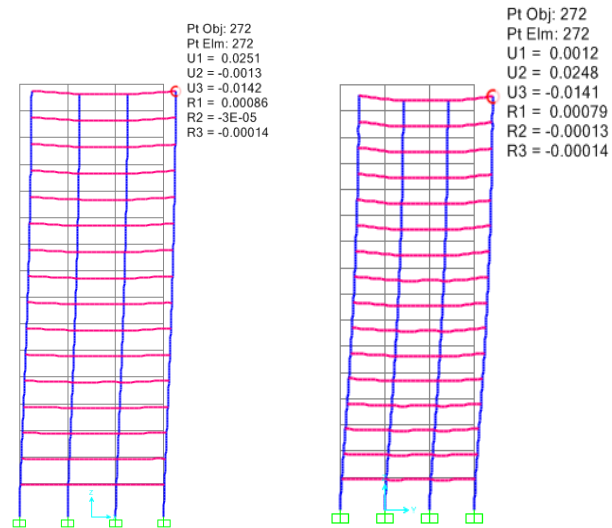


Fonte: o AUTOR

## 5.5.2 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

### 5.5.2.1 Deslocamento horizontal do pórtico

**Figura 34:** Deformada da estrutura



Fonte: o AUTOR

**Quadro 23 –** Deslocamentos dos nós

Deslocamento com a consideração da não-linearidade física			
PAVIMENTO	Cota do Pav. (m)	dx (0°) cm	dy (90°) cm
Cobertura	52	2,59	2,48
15	48,8	2,47	2,46
14	45,6	2,41	2,42
13	42,4	2,33	2,36
12	39,2	2,23	2,28
11	36	2,11	2,18
10	32,8	1,98	2,05
9	29,6	1,83	1,91
8	26,4	1,66	1,75
7	23,2	1,48	1,57
6	20	1,28	1,37
5	16,8	1,07	1,15
4	13,6	0,84	0,92
3	10,4	0,61	0,68
2	7,2	0,38	0,43
1	4	0,16	0,19
Térreo	-	-	-

Fonte: o AUTOR

### 5.5.2.2 Rigidez equivalente do pórtico

Os dados utilizados:

- $F = 4,08tf$  (Maior força do vento atuante na edificação)
- $H = 52m$  (altura total da edificação)
- $\delta_x = 2,59cm$  (deslocamento no topo do edifício)
- $\delta_y = 2,48$  (deslocamento no topo do edifício)

A rigidez equivalente do pórtico encontrada:

$$(EI)_x = 22149831,66 \text{ tf.m}^2$$

$$(EI)_y = 23132283,87 \text{ tf.m}^2$$

### 5.5.2.3 Somatório das cargas verticais

**Quadro 24** – Somatório das cargas verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	Cota do pav. (m)
Térro	-	-
1	380	4
2	380	7,2
3	380	10,4
4	380	13,6
5	380	16,8
6	380	20
7	380	23,2
8	380	26,4
9	380	29,6
10	380	32,8
11	380	36
12	380	39,2
13	380	42,4
14	380	45,6
15	380	48,8
Cobertura	250	52
$\Sigma=$	<b>5950</b>	

Fonte: o AUTOR

#### 5.5.2.4 Cálculo do parâmetro $\alpha$

Sendo  $\alpha_1 = 0,7$  e utilizando-se os dados a seguir, obteve-se o valor de  $\alpha$ :

- $H_{tot} = 52m$
- $N_k = 5950tf$
- $(EI)_x = 22149831,66 \text{ tf.m}^2$
- $(EI)_y = 23132283,87 \text{ tf.m}^2$

Assim, os valores encontrados:

$$\alpha_x = 0,85 \quad e \quad \alpha_y = 0,83$$

Como  $\alpha_x$  e  $\alpha_y > \alpha_1$  a estrutura analisada é considerada de nós móveis.

#### 5.5.3 Determinação do Coeficiente $\gamma_z$

##### 5.5.3.1 Somatório dos Produtos das Forças Verticais $\Delta Md$

**Quadro 25** - Somatório dos Produtos das Forças Verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	dx (m)	dy (m)	$\Delta Mdx$ (tf.m)	$\Delta Mdy$ (tf.m)
Térro	-	-	-	-	-
1	380	0,0016	0,0019	0,61	0,72
2	380	0,0038	0,0043	1,44	1,63
3	380	0,0061	0,0068	2,32	2,58
4	380	0,0084	0,0092	3,19	3,50
5	380	0,0107	0,0115	4,07	4,37
6	380	0,0128	0,0137	4,86	5,21
7	380	0,0148	0,0157	5,62	5,97
8	380	0,0166	0,0175	6,31	6,65
9	380	0,0183	0,0191	6,95	7,26
10	380	0,0198	0,0205	7,52	7,79
11	380	0,0211	0,0218	8,02	8,28
12	380	0,0223	0,0228	8,47	8,66
13	380	0,0233	0,0236	8,85	8,97
14	380	0,0241	0,0242	9,16	9,20
15	380	0,0247	0,0246	9,39	9,35
Cobertura	250	0,0259	0,0248	6,48	6,20
$\Sigma=$	<b>5950</b>			<b>130,57</b>	<b>134,87</b>

Fonte: o AUTOR

## 5.5.3.2 Momento de Tombamento devido à força do Vento

**Quadro 26** - Momento de Tombamento

PAVIMENTO	Cota do pav. (m)	Fa x (tf)	Fa y (tf)	Mdx 1º (tf.m)	Mdy 1º (tf.m)
Térro	-	-	-	-	-
1	4	1,11	1,11	4,44	4,44
2	7,2	2,47	2,47	17,78	17,78
3	10,4	2,66	2,66	27,66	27,66
4	13,6	2,87	2,87	39,03	39,03
5	16,8	3	3	50,40	50,40
6	20	3,22	3,22	64,40	64,40
7	23,2	3,3	3,3	76,56	76,56
8	26,4	3,45	3,45	91,08	91,08
9	29,6	3,6	3,6	106,56	106,56
10	32,8	3,68	3,68	120,70	120,70
11	36	3,76	3,76	135,36	135,36
12	39,2	3,84	3,84	150,53	150,52
13	42,4	3,92	3,92	166,21	166,20
14	45,6	4	4	182,40	182,40
15	48,8	4,08	4,08	199,10	199,10
Cobertura	52	2,08	2,08	108,16	108,16
$\Sigma=$				<b>1540,38</b>	<b>1540,38</b>

Fonte: o AUTOR

5.5.3.3 Coeficiente  $\gamma_z$ 

Para a sua determinação, utilizou-se os seguintes valores:

- $M_{1,tot,dx} = M_{1,tot,dy} = 1540,38 \text{ tf.m}$
- $\Delta M_{tot,dx} = 130,57 \text{ tf.m}$  e  $\Delta M_{tot,dy} = 134,87 \text{ tf.m}$

Assim, encontra-se:

$$\gamma_z(0^\circ) = 1,09$$

$$\gamma_z(90^\circ) = 1,10$$

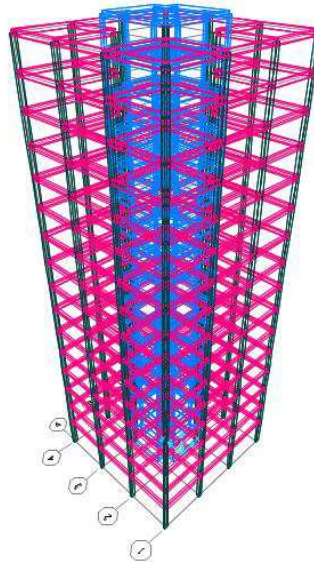
Como  $\gamma_z = 1,1$ , a estrutura analisada é considerada de nós móveis e os esforços de segunda ordem devem ser verificados.



## 5.6 Situação V

### 5.6.1 Perspectiva do edifício analisado

**Figura 35** – Perspectiva Situação V

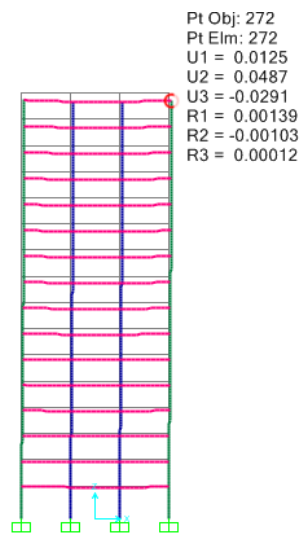


Fonte: o AUTOR

### 5.6.2 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

#### 5.6.2.1 Deslocamento horizontal do pórtico

**Figura 36:** Deformada da estrutura



Fonte: o AUTOR

**Quadro 27 – Deslocamentos dos nós**

Deslocamento com a consideração da não-linearidade física			
PAVIMENTO	Cota do Pav. (m)	dx (0°) cm	dy (90°) cm
Cobertura	52	1,25	1,25
15	48,8	1,21	1,21
14	45,6	1,16	1,16
13	42,4	1,10	1,10
12	39,2	1,04	1,04
11	36	0,97	0,97
10	32,8	0,89	0,89
9	29,6	0,81	0,81
8	26,4	0,72	0,72
7	23,2	0,63	0,63
6	20	0,53	0,53
5	16,8	0,44	0,44
4	13,6	0,34	0,34
3	10,4	0,25	0,25
2	7,2	0,16	0,16
1	4	0,07	0,07
Térreo	-	-	-

Fonte: o AUTOR

#### 5.6.2.2 Rigidez equivalente do pórtico

Os dados utilizados:

- $F = 4,08tf$  (Maior força do vento atuante na edificação)
- $H = 52m$  (altura total da edificação)
- $\delta_x = \delta_y = 1,25cm$  (deslocamento no topo do edifício)

A rigidez equivalente do pórtico encontrada:

$$(EI)_x = (EI)_y = 45894451,2tf.m^2$$

#### 5.6.2.3 Somatório das cargas verticais

**Quadro 28** – Somatório das cargas verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	Cota do pav. (m)
Térro	-	-
1	450	4
2	450	7,2
3	450	10,4
4	450	13,6
5	450	16,8
6	450	20
7	450	23,2
8	450	26,4
9	450	29,6
10	450	32,8
11	450	36
12	450	39,2
13	450	42,4
14	450	45,6
15	450	48,8
Cobertura	280	52
$\Sigma=$	<b>7030</b>	

Fonte: o AUTOR

#### 5.6.2.4 Cálculo do parâmetro $\alpha$

Sendo  $\alpha_1 = 0,7$ , obtiveram-se os valores de  $\alpha$  com os dados:

- $H_{tot} = 52m$
- $N_k = 7030tf$
- $(EI)_x = 45894451,2 tf.m^2$
- $(EI)_y = 45894451,2 tf.m^2$

Assim, os valores encontrados:

$$\alpha_x = 0,64 \quad e \quad \alpha_y = 0,64$$

Como  $\alpha_x$  e  $\alpha_y < \alpha_1$  a estrutura analisada é considerada de nós fixos.

### 5.6.3 Determinação do Coeficiente $\gamma_z$

#### 5.6.3.1 Somatório dos Produtos das Forças Verticais $\Delta Md$

**Quadro 29** - Somatório dos Produtos das Forças Verticais

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	dx (m)	dy (m)	$\Delta Mdx$ (tf.m)	$\Delta Mdy$ (tf.m)
Térro	-	-	-	-	-
1	450	0,0007	0,0007	0,32	0,32
2	450	0,0016	0,0016	0,72	0,72
3	450	0,0025	0,0025	1,13	1,13
4	450	0,0034	0,0034	1,53	1,53
5	450	0,0044	0,0044	1,98	1,98
6	450	0,0053	0,0053	2,39	2,39
7	450	0,0063	0,0063	2,84	2,84
8	450	0,0072	0,0072	3,24	3,24
9	450	0,0081	0,0081	3,65	3,65
10	450	0,0089	0,0089	4,01	4,01
11	450	0,0097	0,0097	4,37	4,37
12	450	0,0104	0,0104	4,68	4,68
13	450	0,011	0,011	4,95	4,95
14	450	0,0116	0,0116	5,22	5,22
15	450	0,0121	0,0121	5,45	5,45
Cobertura	280	0,0125	0,0125	3,50	3,50
$\Sigma=$	<b>7030</b>			<b>69,92</b>	<b>69,92</b>

Fonte: o AUTOR

#### 5.6.3.2 Momento de Tombamento devido à força do Vento

Por essa edificação possuir as mesmas dimensões horizontais e verticais das outras situações analisadas, o momento de tombamento será também equivalente aos valores já encontrados nas situações anteriores. Assim:

$$M_{1,tot,dx} = M_{1,tot,dy} = 1540,38 \text{ tf.m}$$

#### 5.6.3.3 Coeficiente $\gamma_z$

Para a sua determinação, foram utilizados os dados:

- $M_{1,tot,dx} = M_{1,tot,dy} = 1540,38 \text{ tf.m}$
- $\Delta M_{tot,dx} = \Delta M_{tot,dy} = 69,92 \text{ tf.m}$

Assim, encontra-se:

$$\gamma_z(0^\circ) = 1,05$$

$$\gamma_z(90^\circ) = 1,05$$

Como  $\gamma_z < 1,1$ , a estrutura analisada é considerada de nós fixos e os esforços de segunda ordem não precisam ser verificados.

## 5.7 Resumo dos Resultados

O resumo com todos os coeficientes encontrados para cada situação analisada é apresentado no quadro a seguir:

**Quadro 30** – Resumo dos Resultados

Situação	Direção	$\delta_{max}(\text{cm})$	$\alpha$	$\gamma_z$
I	X	6,12	1,24	1,24
	Y	8,68	1,48	1,39
II	X	3,37	0,93	1,11
	Y	//	//	//
III	X	5,66	1,23	1,23
	Y	4,19	1,06	1,16
IV	X	2,59	0,85	1,09
	Y	2,48	0,83	1,10
V	X	1,25	0,64	1,05
	Y	1,25	0,64	1,05

Fonte: o AUTOR

## 5.8 Discussão sobre os resultados encontrados

Ao analisarmos os resultados encontrados, verificamos que os valores dos deslocamentos e, conseqüentemente, dos parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$  sofrem influência significativa do contraventamento utilizado no edifício.

Assim, verificou-se que a rigidez total da estrutura, ao ser elevada, ocasiona uma melhora nos parâmetros de estabilidade e no deslocamento total da edificação.

Na análise da situação I foi possível identificar a importância do coeficiente  $\gamma_z$  na verificação da estabilidade da estrutura, pois, a partir do parâmetro  $\alpha$ , faz-se apenas a classificação como estrutura de nós móveis, não nos fornecendo maiores dados. Já com o parâmetro  $\gamma_z$  foi possível classificá-la como instável, descartando a necessidade da análise dos efeitos de segunda ordem.

Além disso, foi importante fazer a verificação de como o posicionamento dos pilares afeta diretamente no deslocamento no topo da estrutura. A configuração na direção Y, que possui uma menor rigidez equivalente, apresentou um maior deslocamento.

A situação II foi importante para se verificar a utilização da associação de painéis e pórtico estrutural no combate aos deslocamentos horizontais. Os lintéis utilizados, por funcionarem como tirante, auxiliam na transmissão dos esforços normais entre essas estruturas, que tendem a serem compensados no seu deslocamento.

Na situação III, ficou evidenciado como se estipula os esforços de segunda ordem por meio das combinações das ações. Esse modelo faz a estimativa de apenas uma iteração, a primeira, que tende a ser a que mais acrescenta nos esforços atuantes. Foi feito, então, uma comparação entre os valores de 1ª e 2ª ordem de esforços normais e momentos fletores, a fim de averiguar quais pilares tiveram um acréscimo em seus esforços.

Nas situações IV e V ficou evidenciado como os pilares paredes e o núcleo tem significativa importância no contraventamento estrutural de edifícios altos. É importante ressaltar o posicionamento dos pilares, que devem adquirir uma configuração que vá fornecer a máxima rigidez para o pórtico em ambas as direções analisadas.

Por fim, pode-se verificar que na análise dos esforços de segunda ordem na situação III, os esforços normais e momentos fletores em alguns pilares sofreram acréscimos, e noutros sofreram decréscimos. Isso ocorreu devido à direção da força analisada que, dependendo da situação, pode-se somar ou subtrair aos esforços normais. Os pilares-parede, por absorverem uma maior carga da edificação, tiveram os seus esforços normais acrescidos com a nova combinação.

## 6 CONCLUSÃO

No presente trabalho foram analisados cinco edifícios constituídos de concreto armado. Buscou-se avaliar os efeitos de segunda ordem que surgem com a ação do vento em edifícios com número significativo de pavimentos.

Para a quantidade limitada das estruturas analisadas, verificou-se a importância da forma de posicionamento dos pilares e do tipo de sistema de contraventamento utilizado para atingir um aumento da rigidez na direção a que se deseja analisar.

Verificou-se que, por não se tratar de um material homogêneo, as estruturas de concreto armado possuem um comportamento não-linear e, por isso, é necessário que se faça as verificações de suas não-linearidades física e geométrica. A partir dessas análises podem ser obtidos resultados satisfatórios e condizentes com a realidade do comportamento a que a estrutura tende a apresentar.

Ainda nessa análise foi feita a simulação do comportamento do edifício caso não se fizesse nenhuma redução na rigidez de vigas, pilares e lajes, para avaliar o erro cometido caso o projetista se esquecesse de considerar a NLF do concreto.

É importante salientar que as ações do vento constituem um importante parâmetro a se avaliar a estabilidade global em estruturas de concreto armado, por provocarem deslocamentos horizontais significativos que, se não considerados no cálculo estrutural, podem gerar instabilidade no edifício.

A fim de se tornar uma análise mais simples e eficiente, optou-se por utilizar os parâmetros de estabilidade preconizados pela NBR 6118:2014, o parâmetro Alpha ( $\alpha$ ) e Gama-z ( $\gamma_z$ ).

O parâmetro  $\alpha$  classificou as estruturas como de nós fixos e nós móveis, levando em consideração o peso total da estrutura e os deslocamentos sofridos pela edificação.

Já o parâmetro  $\gamma_z$  apresentou um maior rigor nessa definição, pois em seu cálculo são levados em consideração, além dos deslocamentos horizontais, a combinação dos esforços verticais atuantes na edificação e o momento de tombamento gerado pelo esforço do vento. A partir do  $\gamma_z$  pôde-se, também, fazer a estimativa dos efeitos de segunda ordem por meio da majoração de  $0,95\gamma_z$  na combinação dos esforços horizontais.

Assim, verificou-se que é de extrema e essencial importância que o engenheiro calculista saiba quantificar esses efeitos no intuito de conhecer o real comportamento que o edifício apresenta no campo. É necessário que se tenha conhecimento sobre o comportamento das estruturas de contraventamento, para buscar as melhores soluções no combate a esse tipo de esforço indesejado.

As ferramentas computacionais para análise estrutural estão cada vez mais presentes no mercado da construção civil. Para a elaboração deste trabalho, foram utilizados os softwares AutoCAD Architecture 2015 (versão estudantil) e SAP 2000 (V.19) o qual é uma ferramenta moderna, atualizada e satisfatória na análise estrutural.

Finalmente conclui-se que com os resultados das análises feitas neste trabalho foi possível avaliar como alguns parâmetros influenciam na estabilidade global dos edifícios e, portanto, fornecer indicações de como é possível melhorar a estabilidade de uma edificação alterando alguns parâmetros de projeto, tais como a direção dos pilares e o tipo de contraventamento utilizado. Sendo este um dos problemas que os projetistas estruturais enfrentam em seu trabalho diário, a fim de atender as recomendações da NBR 6118:2014.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, NBR 6120, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**, NBR 8681, Rio de Janeiro, RJ.

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

AutoDesk, **AutoCad2014**, 2014.

CARMO, Regina Maria dos Santos. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. São Carlos – SP, 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. Disponível em: < [http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1995ME\\_ReginaMariadosSantosCararmo.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1995ME_ReginaMariadosSantosCararmo.pdf)> . Acesso em: 13/03/2017.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de Estruturas: Contraventamento de Edifícios**. Série Estruturas. 1ª Edição: 2008. UFP, Porto, Portugal. Disponível em: < <https://pt.scribd.com/doc/44006558/Contraventamento-de-Estruturas>>. Acesso em: 21/09/2016

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas usuais de Concreto Armado**. Rio de Janeiro: Pini, 2009. In: HAUCH, Anderson da Silva. **Análise da Estabilidade Global de Estruturas de Concreto Armado**. Rio Grande do Sul, 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson R. Figueireido. **Estabilidade Global das Estruturas**. Material didático, Grupo de Desenvolvimento e Análise do Concreto Estrutural (GDACE), 2008. Disponível em: < <http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoll/Pilarnovissimo-estabilidade%20global.pdf>>. Acesso em 09/08/2016.

Computers and Structures, Inc., **SAP2000 19.1, Structural Analysis Program**, 2015.

CLUBE DO CONCRETO, **Instabilidade e efeito de 2ª ordem**. Disponível em: < <http://www.clubedoconcreto.com.br/2015/03/instabilidade-e-efeito-de-2-ordem.html>>. Acesso em 15/11/2016.

CRESWELL, John W. **Projeto de pesquisa: métodos qualitativos, quantitativos e mistos**. 3.ed. Porto Alegre: Artmed, 2010. 296p.

FONTES, Fernando Fernandes. PINHEIRO, Libânio Miranda. **Análise linear com redistribuição e análise plástica de vigas de edifícios**. In: Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, XII , 2005, São Carlos – SP. Disponível em: <[http://coral.ufsm.br/decc/ECC841/Downloads/Artigo\\_01\\_Analise\\_linear\\_com\\_redistribicao\\_e\\_Analise\\_plastica.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC841/Downloads/Artigo_01_Analise_linear_com_redistribicao_e_Analise_plastica.pdf)> Acesso em: 21/03/2017

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural**. Editora McGraw Hill, São Paulo, SP, 1976.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo. Editora Pini, 1995. Disponível em: <<https://pt.scribd.com/doc/205506437/Livro-Tecnica-de-armar-as-estruturas-de-concreto>>. Acesso em: 09/08/2016.

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 2007. 200p.

HAUCH, Anderson da Silva. **Análise da Estabilidade Global de Estruturas de Concreto Armado**. Rio Grande do Sul, 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Disponível em: <[http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcctitulos/2010/Analise\\_da\\_Estabilidade\\_Global\\_de\\_Estruturas\\_de\\_Concreto\\_Armado.pdf](http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcctitulos/2010/Analise_da_Estabilidade_Global_de_Estruturas_de_Concreto_Armado.pdf)> . Acesso em: 09/08/2016.

KAUARK, Fabiana da Silva. et al. **Metodologia da Pesquisa: Um guia prático**. 1.ed. Itabuna: Via Litterarum, 2010. 86p.

MARCONI, Marina de Andrade.; LAKATOS, Eva Maria. **Fundamentos de Metodologia Científica**. 5.ed. São Paulo: Atlas, 2003. 311p.

MELGES, José Luiz Pinheiro. **Estabilidade Global: Notas de Aula**. Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2012. Disponível em: <<files.foaoluisfeis.webnode.com.br/200000057-3f613405b0/impressao7.pdf>>. Acesso em: 08/09/2016

MONCAYO, Winston J. Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. São Carlos – SP, 2011. Dissertação (Mestrado em Ciências, Programa de Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Disponível em: <[www.teses.usp.br/teses/disponiveis/.../2011ME\\_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf](http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/.../2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf)> . Acesso em: 09/08/2016.

NETO, Marcelo Meirelles. **Estabilidade de edifícios de concreto pré-moldado com ligações semirrígidas**. Fortaleza – CE, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal do Ceará. Disponível em: <[http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/5652/1/2012\\_dis\\_mmeirelesneto.pdf](http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/5652/1/2012_dis_mmeirelesneto.pdf)>. Acesso em: 22/09/2016.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118**. Belo Horizonte, Minas Gerais, 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais. Disponível em: < <http://hdl.handle.net/1843/FACO-5JVPMA>> Acesso em: 22/09/2016

RIBEIRO, Jairo Fonseca. **Estabilidade Global em Edifícios: Análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2010. Disponível em: < <http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/28532/000769153.pdf?sequence=1>> . Acesso em: 21/08/2016.

ROVERE, Henriette Lebre La; MORAES, Poliana Dias de. **Análise Estrutural II**. Notas de Aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2005. Disponível em: < <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2011/04/anc3a1lise-estrutural-apostilaecv5220.pdf>> . Acesso em: 09/08/2016.

SANTANA, Caio A. PEREIRA, Ricardo G. Araújo. **Estabilidade Global de edifícios com sistema estrutural em concreto armado**. Tocantins, 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade Presidente Antonio Carlos. Disponível em: < <http://docslide.com.br/documents/estabilidade-global-com-sistema-estrutural-em-concreto-armado.html> > . Acesso em: 25/10/2016

SEVERINO, A. J. **Metodologia do Trabalho Científico**. 22a ed. São Paulo: Cortez, 2002.

SILVA, Rodrigo Mero Sarmiento. **Notas de Aula de Estabilidade das Construções**. Centro Federal Tecnológico de Alagoas (CEFET-AL/UNED-PI), 2011. Disponível em: < <https://arquitetonica.files.wordpress.com/2011/08/apostila-de-estabilidade.pdf>> . Acesso em: 22/09/2016

PINTO, Rivelli da Silva; RAMALHO, Marcio Antonio. **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. Disponível em: < [http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova\\_versao/pdf/cee19\\_171.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee19_171.pdf)> , Acesso em: 22/09/2016.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J.G. **Reinforced concrete: mechanics and design**. 6 ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2009.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. Porto Alegre – RS, 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: < <http://hdl.handle.net/10183/10167>> . Acesso em: 29/09/2016.

### ANEXOS

ANEXO A – Tabela utilizada para o cálculo dos parâmetros

PAVIMENTO	Nd do pav. (tf)	Cota do pav. (m)	Fa x (tf)	Fa y (tf)	dx (m)	dy (m)	ΔMdx (tf.m)	ΔMdy (tf.m)	Mdx 1º (tf.m)	Mdy 1º (tf.m)

Cálculo do GAMMA-Z

Vento a 0º

GAMA-Z =

Vento 90º

GAMA-Z =

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

Cálculo ALPHA

Rigidez Equivalente do pórtico

$$(E.D)_{pilar} = \frac{E.H^3}{3.\delta_{p\acute{o}rtico}}$$

Cálculo do Parâmetro

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{NK}{(EES)C}}$$

Sendo:  $\alpha \neq 1 =$

$$EI(0^\circ) =$$
$$EI(90^\circ) =$$
$$\alpha(0^\circ) =$$
$$\alpha(90^\circ) =$$

ANEXO B – Tabela com a correlação entre os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ 

Alfa	COEFICIENTE GAMA-Z			Diferença entre Corrêa e Carmo (%)
	Carmo(1995)	Corrêa (1995)	Campoó (2005)	
0,20	0,983	1,054	1,008	7,24
0,25	0,998	1,049	1,009	5,04
0,30	1,013	1,046	1,011	3,30
0,35	1,026	1,046	1,014	1,95
0,40	1,038	1,048	1,017	0,94
0,45	1,050	1,053	1,021	0,23
0,50	1,063	1,060	1,026	-0,24
0,55	1,075	1,070	1,031	-0,49
0,60	1,088	1,082	1,037	-0,57
0,65	1,102	1,097	1,044	-0,51
0,70	1,118	1,114	1,051	-0,36
0,75	1,135	1,134	1,059	-0,14
0,80	1,155	1,156	1,068	0,11
0,85	1,177	1,181	1,077	0,36
0,90	1,201	1,208	1,087	0,57
0,95	1,229	1,238	1,098	0,72
1,00	1,260	1,270	1,109	0,79
1,05	1,295	1,305	1,122	0,76
1,10	1,334	1,342	1,134	0,60
1,15	1,378	1,382	1,148	0,30
1,20	1,426	1,424	1,162	-0,15
1,25	1,480	1,469	1,177	-0,74
1,30	1,539	1,516	1,193	-1,48

Fonte: MONCAYO (2011)