

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**  
**COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**RAFAEL CAVALHEIRO**

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIO EM  
CONCRETO ARMADO COM OS PARÂMETROS  $\gamma_z$  E  $F_{AVt}$**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PATO BRANCO**

**2016**

RAFAEL CAVALHEIRO

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIO EM CONCRETO  
ARMADO COM OS PARÂMETROS  $\gamma_z$  E  $FAV_t$**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial para a obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, *Câmpus* Pato Branco.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Paôla Regina Dalcanal

Pato Branco  
2016



## TERMO DE APROVAÇÃO

### ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO COM OS PARÂMETROS $\alpha_z$ E $FAV_t$

**RAFAEL CAVALHEIRO**

No dia 21 de novembro de 2016, às 16h30min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº 25-TCC/2016.

Orientador: Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. PAÓLA REGINA DALCANAL (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. HELOIZA PIASSA BENETTI (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Msc. PAULO CEZAR VITORIO JUNIOR (DACOC/UTFPR-PB)

DACOC/UTFPR-PB

[www.pb.utfpr.edu.br/ecv](http://www.pb.utfpr.edu.br/ecv)

Via do Conhecimento, Km 1 CEP 85503-390 –

Pato Branco-PR. Fone +55 (46) 3220-2560

*“A educação é a arma mais poderosa que você pode usar para mudar o mundo”.*

**Albert Einstein**

## RESUMO

CAVALHEIRO, Rafael. **ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO COM OS PARÂMETROS  $\gamma_z$  E FAVt**. 2016, 89 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2016.

A análise de estabilidade global de edifícios em concreto armado é considerada essencial, principalmente devido à necessidade de se construir edifícios cada vez mais esbeltos decorrentes do aumento da ocupação vertical dos espaços urbanos. Juntamente com o aumento da altura das edificações, intensificaram-se os estudos relacionados às imperfeições geométricas geradas pela atuação das ações horizontais e da não linearidade do comportamento estrutural. O comportamento não linear da estrutura é responsável pelo aparecimento de esforços adicionais nos elementos, denominados efeitos de segunda ordem global. Neste sentido, este trabalho tem como objetivo a utilização de diferentes parâmetros para a avaliação da estabilidade global e obtenção dos valores dos efeitos de segunda ordem em estruturas de concreto armado. Avaliou-se o uso do parâmetro  $\gamma_z$ , prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014), e do parâmetro de estabilidade global FAVt, desenvolvido pela empresa TQS Informática LTDA. O parâmetro FAVt considera os efeitos de segunda ordem gerados pelos deslocamentos horizontais nos nós da estrutura derivados das ações verticais e horizontais, não somente dos deslocamento causados pelas ações horizontais, como é o caso do parâmetro  $\gamma_z$ . Para a realização do estudo, foi lançado no software de análise e dimensionamento estrutural CAD/TQS, um estudo de caso. Deste estudo derivaram outros exemplos com variações específicas na modelagem para exemplificar os diferentes resultados no emprego dos dois parâmetros. Foi possível demonstrar que, para o estudo de caso realizado, a utilização do parâmetro de estabilidade global FAVt resulta em uma análise de segunda ordem mais segura se comparada à utilização do parâmetro  $\gamma_z$ , resultado este que outros autores já haviam demonstrado em outras modelagens.

**Palavras-chave:** Estabilidade global, Parâmetros de estabilidade, Análise de Segunda Ordem, Efeitos de Segunda Ordem.

## ABSTRACT

CAVALHEIRO, Rafael. **ANALYSIS OF GLOBAL BUILDING STABILITY IN REINFORCED CONCRETE USING THE PARAMETERS  $\gamma_z$  AND FAVt**. 2016, 89 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2016.

The analysis of the overall stability of buildings in reinforced concrete is considered essential today because of the need to build ever more slender buildings resulting from the increase in the vertical occupation of urban spaces. Together with the increase in height of buildings, studies related to the geometric imperfections generated by horizontal actions and non-linearity of structural behavior were intensified. The nonlinear behavior of the structure is responsible for the appearance of additional efforts on the elements, called global second order effects. In this sense, this work had as objective the use of different parameters for the evaluation of the global stability and obtaining the values of the second order effects in reinforced concrete structures. It was evaluated the use of gamma-z parameter, prescribed in NBR 6118 (ABNT, 2014), and the global stability parameter FAVt, developed by TQS Informática Ltda. The FAVt parameter considers the second order effects generated by the horizontal displacements in the nodes of the structure derived from the vertical and horizontal actions, not only the displacements caused by the horizontal actions, as is the case of the gamma-z parameter. In order to achieve the objectives, a case study was analyzed in CAD / TQS structural analysis software. From this study, other examples were derived with specific variations in the modeling to exemplify the different results in the use of the two parameters. It was possible to demonstrate that for the case study carried out, the use of the global stability parameter FAVt results in a safer second-order analysis if compared to the gamma-z parameter, a result that other authors have already demonstrated in other models.

**Palavras-chave:** Global Stability, Parameters of Stability, Second-Order Analysis, Second-Order Effects.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: COMPORTAMENTO TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO .....	17
FIGURA 2: ANÁLISE LINEAR.....	18
FIGURA 3: ANÁLISE NÃO-LINEAR.....	19
FIGURA 4: ANÁLISE DE PRIMEIRA ORDEM .....	24
FIGURA 5: ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM.....	25
FIGURA 6: BARRA NA CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA INICIAL.....	26
FIGURA 7: RESULTADOS DA ANÁLISE DE PRIMEIRA ORDEM .....	27
FIGURA 8: DESLOCAMENTO INICIAL .....	28
FIGURA 9: EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	28
FIGURA 10: DESLOCAMENTO DEVIDO CARREGAMENTO VERTICAL .....	34
FIGURA 11: DESLOCAMENTO DEVIDO CARREGAMENTO VERTICAL .....	35
FIGURA 12: PROCESSO ITERATIVO P- $\Delta$ .....	36
FIGURA 13 - EXEMPLO PRÁTICO .....	37
FIGURA 14 - DESLOCAMENTO GERADO PELA AÇÃO HORIZONTAL.....	38
FIGURA 15 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL GERADO PELA AÇÃO VERTICAL .....	39
FIGURA 16 - SUBSTITUIÇÃO DA CARGA EXCÊNTRICA.....	40
FIGURA 17 - POSIÇÃO FINAL DA ESTRUTURA .....	40
FIGURA 18 - PLANTA BAIXA PAVIMENTO TIPO ESTUDO DE CASO.....	47
FIGURA 19 - ENTRADA DE DADOS PARA CÁLCULO DE ESFORÇO DEVIDO AO VENTO.....	49
FIGURA 20 - MAPA DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO NO BRASIL.....	51
FIGURA 21 - CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE ARRASTO .....	52
FIGURA 22 - APLICAÇÃO DA CARGA DE VENTO NA ESTRUTURA .....	53
FIGURA 23 - COEFICIENTES DE NÃO LINEARIDADE FÍSICA .....	59
FIGURA 24 - PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TIPO .....	60
FIGURA 25 - CORTE ESQUEMÁTICO.....	61
FIGURA 26 – VISUALIZAÇÃO 3D EXEMPLO 1 .....	61
FIGURA 27 - VISUALIZAÇÃO 3D EXEMPLO 2.....	70
FIGURA 28 - CORTE ESQUEMÁTICO EXEMPLO 2 .....	71
FIGURA 29 - DISPOSIÇÃO DOS PILARES EXEMPLO 3 .....	79
FIGURA 30 - VISUALIZAÇÃO 3D EXEMPLO 3.....	80
FIGURA 31 - DISPOSIÇÃO DOS PILARES EXEMPLO 3 .....	86
FIGURA 32 - VISUALIZAÇÃO 3D EXEMPLO 3.....	86

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL .....	41
TABELA 2: ETAPAS DE TRABALHO .....	44
TABELA 3 - CARGAS DISTRIBUÍDAS POR ÁREA EM LAJES.....	48
TABELA 4 - CARGAS POR ÁREA DE PAREDE .....	48
TABELA 5 - AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA .....	54
TABELA 6 - COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	55
TABELA 7 - COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	56
TABELA 8 - INCIDÊNCIA DO VENTO .....	62
TABELA 9 - CÁLCULO DO $\Gamma Z$ .....	64
TABELA 10 - CÁLCULO DO PARÂMETRO FAVT .....	64
TABELA 11 - PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	65
TABELA 12 - COMBINAÇÕES PARA OBTENÇÃO DOS MOMENTOS DE CÁLCULO .....	66
TABELA 13 - MOMENTOS CARACTERÍSTICOS NA BASE DOS PILARES (KN.M) .....	67
TABELA 14 - MOMENTOS DE PRIMEIRA ORDEM.....	68
TABELA 15 - MOMENTOS DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL X PRIMEIRA ORDEM (KN.M).....	68
TABELA 16 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS TOPO DA ESTRUTURA .....	69
TABELA 17 - INCIDÊNCIA DO VENTO .....	71
TABELA 18 - PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	72
TABELA 19 - CÁLCULO DO PARÂMETRO FAVT .....	74
TABELA 20 - MOMENTOS CARACTERÍSTICOS NA BASE DOS PILARES (KN.M) .....	75
TABELA 21 - COMBINAÇÕES PARA OBTENÇÃO DOS MOMENTOS DE CÁLCULO .....	75
TABELA 22 - MOMENTOS DE PRIMEIRA ORDEM GLOBAL.....	76
TABELA 23 - MOMENTO DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL (KN.M) .....	76
TABELA 24 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS TOPO DA ESTRUTURA .....	78
TABELA 25 - INCIDÊNCIA DO VENTO .....	80
TABELA 26 - PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	81
TABELA 27 - CÁLCULO DO PARÂMETRO FAVT .....	82
TABELA 28 – MOMENTOS CARACTERÍSTICOS NA BASE DOS PILARES (KN.M) .....	83
TABELA 29 - MOMENTOS DE PRIMEIRA ORDEM GLOBAL.....	83
TABELA 30 - MOMENTO DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL (KN.M) .....	84



TABELA 31 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO TOPO DA ESTRUTURA.....	85
TABELA 32 - INCIDÊNCIA DO VENTO .....	87
TABELA 33 - PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	88
TABELA 34 - CÁLCULO DO PARÂMETRO FAVT .....	88
TABELA 35 – MOMENTOS CARACTERÍSTICOS NA BASE DOS PILARES (KN.M) .....	89
TABELA 36 - MOMENTOS DE PRIMEIRA ORDEM GLOBAL.....	90
TABELA 37 - MOMENTO DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL (KN.M) .....	90
TABELA 38 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO TOPO DA ESTRUTURA.....	91
TABELA 39 - PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	92
TABELA 40 - VALORES DOS PARÂMETROS PARA ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL.....	93

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>10</b>
1.1	OBJETIVOS .....	13
1.1.1	Objetivo Geral .....	13
1.1.2	Objetivos Específicos .....	13
1.2	JUSTIFICATIVA .....	14
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>16</b>
2.1	ANÁLISE ESTRUTURAL .....	16
2.1.1	Análise Linear .....	17
2.1.2	Análise Não-Linear .....	18
2.2	ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL .....	23
2.2.1	Efeitos de Segunda Ordem .....	24
2.3	PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL .....	29
2.3.1	Parâmetro de Instabilidade Alfa ( $\alpha$ ) .....	30
2.3.2	Coeficiente $\gamma_z$ ( $\gamma_z$ ) .....	32
2.3.3	Coeficiente FAVt .....	33
2.3.4	Análise De Segunda Ordem Global P-delta .....	35
2.3.5	Exemplo Prático de Cálculo dos Parâmetros $\gamma_z$ e FAVt .....	37
2.4	FATORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIDADE GLOBAL .....	41
<b>3</b>	<b>MÉTODOLOGIA</b> .....	<b>43</b>
3.1	ETAPAS DO TRABALHO .....	44
<b>4</b>	<b>ESTUDO DE CASO</b> .....	<b>45</b>
4.1	DESCRIÇÃO DO MODELO .....	46
4.1.1	Propriedade dos Materiais .....	47
4.1.2	Ações Atuantes .....	48
4.1.3	Combinação das ações .....	53
4.1.4	Modelo estrutural e Discretização .....	56
4.1.5	Concepção Estrutural e Dimensionamento .....	57
4.1.6	Consideração da NLF .....	58
4.2	RESULTADOS E ANÁLISE .....	59
4.2.1	Exemplo 1 .....	59
4.2.2	Exemplo 2 .....	70
4.2.3	Exemplo 3 .....	79
4.2.4	Exemplo 4 .....	85
4.2.5	Comparação dos Resultados Entre os Exemplos .....	92
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>95</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>97</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O crescente aumento das cidades exigiu dos profissionais de engenharia civil uma evolução nas metodologias de análise, projeto e execução de obras para atender a demanda demográfica, com um melhor aproveitamento dos espaços limitados. Essa demanda elevou o custo do espaço nos aglomerados urbanos, limitando os projetistas quanto ao uso horizontal nos projetos e influenciando-os a cada vez mais maximizar a altura em seus edifícios (WORDELL, 2003).

Com o aumento da altura e esbeltes dos edifícios em concreto armado, os profissionais tiveram que dar mais atenção para a análise de estabilidade global pois, agregados aos esforços verticais, os esforços horizontais tornam-se preponderantes no dimensionamento dos elementos, devido principalmente às ações de ventos e esforços gerados por deslocamentos nos nós da estrutura (CARMO, 1995).

Avanços na engenharia civil permitiram garantir a segurança das necessidades construtivas mencionadas. Um exemplo disso foi a evolução na área de análise estrutural com o desenvolvimento de métodos mais precisos e rigorosos de análise da estabilidade global. Processos esses capazes de quantificar os deslocamentos estruturais globais, responsáveis pelo aparecimento dos chamados efeitos de segunda ordem globais que, quando expressivos, podem inviabilizar uma edificação (CARMO, 1995).

Existem diversos *softwares* comerciais capazes de realizar rapidamente, com a aplicação de diferentes métodos, a análise de estabilidade global de edifícios em concreto armado. Porém, há a preocupação acerca de que os softwares executem os cálculos computacionalmente sem que, necessariamente, os engenheiros saibam os

conceitos fundamentais de uma análise de segunda ordem, o que é um equívoco (MONCAYO, 2011).

A NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos (ABNT, 2014), apresenta processos simplificados para análise dos efeitos de segunda ordem com a utilização de métodos aproximados que oferecem resultados satisfatórios, ou seja, eficazes o suficiente para se dispensar métodos mais trabalhosos e rigorosos (PINTO, 2002). A norma estabelece primeiramente uma classificação para as estruturas em dois tipos: estruturas de nós móveis e estruturas de nós fixos. Em estruturas de nós fixos é dispensada a consideração dos efeitos globais de segunda ordem, por representarem um acréscimo menor que 10% nas solicitações relevantes da estrutura em relação a análise de primeira ordem, quando o equilíbrio da estrutura é considerado em sua geometria inicial (sem deslocamentos).

Quando a estrutura é classificada de nós móveis, significa que os deslocamentos finais da estrutura acarretam, em efeitos de segunda ordem, com grandezas expressivas e precisam ser considerados para efeitos de cálculo dos elementos, principalmente nos pilares, por serem os elementos com maior influência na estabilidade global de um edifício (MONCAYO, 2011).

O primeiro processo apresentado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para análise de estabilidade global é o cálculo do parâmetro  $\alpha$  que, por processo aproximado, é capaz de identificar, de forma simplificada, quando a estrutura é estável. Esse parâmetro permite apenas classificar a estrutura em nós fixos ou móveis, sendo necessária a utilização de outros métodos para a consideração dos efeitos de 2ª ordem nos cálculos de projeto.

Além do parâmetro  $\alpha$ , a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta ainda o coeficiente  $\gamma_z$ , que permite classificar a edificação em estrutura de nós fixos ou móveis, e, em casos de estruturas com nós móveis, permite ainda considerar os

efeitos de segunda ordem com a majoração dos esforços solicitantes pelo uso do próprio coeficiente multiplicado pelas solicitações de primeira ordem.

Outros procedimentos podem ser utilizados para a análise da estabilidade global, como o processo P-Delta, e o parâmetro FAVt, este último desenvolvido pela TQS Informática e semelhante ao coeficiente  $\gamma_z$ . A diferença do parâmetro FAVt e  $\gamma_z$ , é que o primeiro considera na determinação dos deslocamentos horizontais, também o carregamento vertical e não apenas o horizontal.

Portanto, este trabalho propõe um maior aprofundamento nos conceitos de análise de estabilidade global com o estudo dos métodos e aplicações dos parâmetros de análise da estabilidade global de edifícios em concreto armado. Primeiramente são feitas as considerações teóricas acerca da análise linear e não-linear, dos parâmetros  $\alpha$ ,  $\gamma_z$  FAVt, e posteriormente a aplicação dos mesmos.

Realiza-se uma análise não-linear da estrutura de um edifício no *software* comercial de análise estrutural e de dimensionamento de estruturas em concreto armado CAD/TQS. Com o *software* são obtidos os valores dos parâmetros  $\gamma_z$  e FAVt, além dos efeitos de segunda ordem. Os resultados são, por fim, comparados e avaliados.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Analisar a estabilidade global de edifícios em concreto armado segundo o parâmetro de estabilidade global  $\gamma_z$ , prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014), e o parâmetro FAVt, exclusivo do sistema CAD/TQS.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Realizar levantamento bibliográfico sobre métodos de análise de estruturas em concreto armado e estabilidade global para servir como embasamento teórico ao leitor para seus futuros projetos;

Explicar os conceitos do parâmetro  $\gamma_z$ , utilizado por norma para a análise de estabilidade global e do parâmetro FAVt;

Modelar as estruturas com auxílio do *software* e, comparar os efeitos de segunda ordem obtidos pelos diferentes parâmetros em termos de esforços de momentos nos pilares.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Além do dimensionamento de cada elemento estrutural de edifícios em concreto armado, também é necessário que se faça a análise de como o arranjo estrutural adotado pelo projetista se comporta como um todo. Essa análise global da estrutura é capaz de avaliar os deslocamentos ocasionados pelas ações consideradas em projeto.

Os deslocamentos estão relacionados ao equilíbrio final da estrutura sob as ações verticais e horizontais consideradas, e com isso há a possibilidade de aparecimento de esforços adicionais chamados de efeitos de segunda ordem que, dependendo de sua magnitude, precisam ser considerados no dimensionamento dos elementos, ou até podem levar a uma mudança no arranjo estrutural (CARMO, 1995).

O equilíbrio global de estruturas em concreto armado pode ser avaliado de diversas maneiras, com alguns métodos mais rigorosos e, outros simplificados, como com o uso de parâmetros que classificam a estabilidade global da estrutura dependendo de seus deslocamentos e quantificam os efeitos de segunda ordem. Com a construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, a análise estrutural de edificações, considerando os efeitos de segunda ordem, tornou-se imprescindível em termos da necessidade de se assegurar a estabilidade global das mesmas (MONCAYO, 2011).

No Brasil, a análise da estabilidade global de edifícios em concreto armado está prescrita na seção 15 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Nesta norma constam também, na seção 14, os métodos de análise de estruturas que devem ser realizados, bem como os procedimentos a serem seguidos para a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Com isso, este trabalho tem sua importância destacada pela necessidade do conhecimento exigido do engenheiro para entender o comportamento de estruturas em concreto armado e a capacidade de analisar uma estrutura pelos métodos normatizados. O trabalho descreve como deve ser feita a análise estrutural para o uso dos parâmetros de estabilidade constatados na NBR 6118 (ABNT, 2014) e pelo sistema CAD/TQS.

O conhecimento do uso dos *softwares* na análise de estruturas é um fator relevante para a escolha do tema. A evolução da informática possibilitou o desenvolvimento de softwares capazes de realizar rotinas de cálculos de maneira rápida e precisa para análise de estruturas, porém, é necessário que o engenheiro domine o conhecimento teórico dos métodos de análise para compreender o funcionamento dos *softwares* e evitar cometer equívocos.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

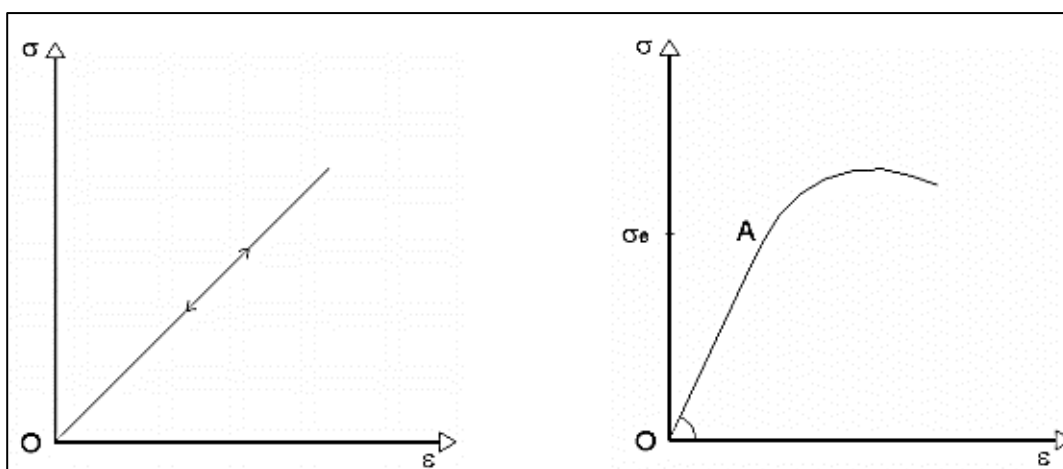
A análise estrutural tem como objetivo a identificação dos esforços decorrentes das ações que estão atuando em uma estrutura, fornecendo resultados para o cálculo das verificações do estado limite último e estado limite de serviço. É na análise estrutural que o projetista estabelece os critérios a serem considerados no projeto e, a partir do modelo estrutural adotado, identificar as distribuições de esforços internos, deslocamento, tensões e deformações da estrutura (NBR 6118, 2014).

Segundo Kimura (2007), a análise estrutural é a etapa mais importante na elaboração de um projeto. É a etapa onde se estabelecem os critérios para a escolha de um modelo estrutural que represente de maneira mais aproximada possível a estrutura a ser construída, e forneça, de forma correta, as respostas da estrutura sob as ações consideradas no projeto.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta no item 14.5, diferentes métodos de análise de estrutura: análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não linear e análise através de modelos físicos. O tipo de análise deve ser aplicado conforme a verificação que o projetista deseja realizar, as considerações de projeto e o modelo estrutural que o projetista adotar. Os resultados das análises devem ser aplicados conforme as condições descritas nos itens 14.2.3 e 14.2.4 da norma, classificada em análises de regime linear e não linear.

### 2.1.1 Análise Linear

Em uma análise linear considera-se o comportamento do material como elástico-linear. Isso significa que a relação tensão versus deformação do material pode ser definida por uma constante de proporcionalidade. Esta constante de proporcionalidade é chamada de módulo de elasticidade ( $E$ ). O primeiro a estabelecer experimentalmente essa relação linear foi o cientista inglês Robert Hooke. Todo material apresenta comportamento perfeito elástico até certo limite, como ilustrado na Figura 1 (FONTES, 2005).

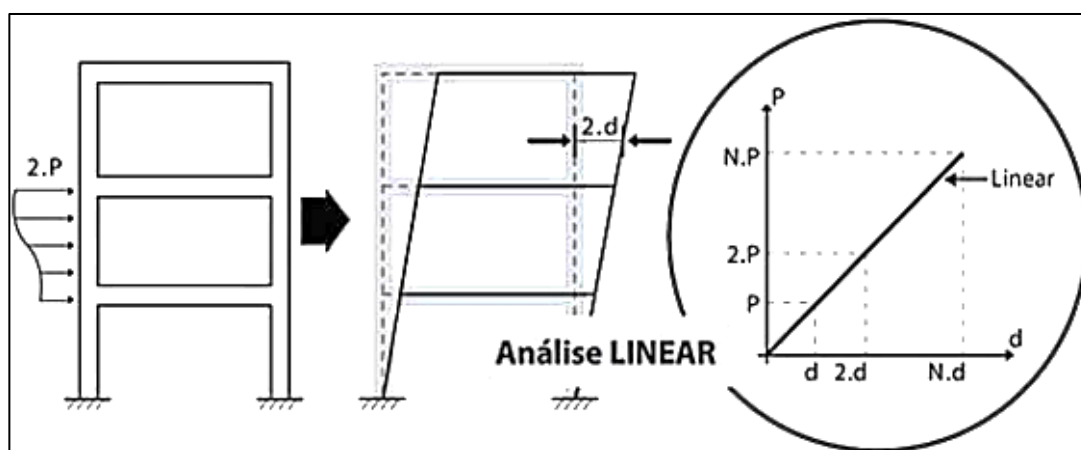


**Figura 1: Comportamento tensão versus deformação**

**FONTE: Fontes (2005).**

No primeiro gráfico da Figura 1, a reta representa o comportamento perfeito linear elástico do material, independentemente da tensão sofrida, ao contrário do segundo gráfico, onde se observa que o material tem comportamento linear somente até o valor de tensão corresponde a  $\sigma_e$ , onde o gráfico deixa de ser linear, como citado por Fontes (2005).

O comportamento da estrutura em uma análise linear é proporcional ao carregamento aplicado, ou seja, a resposta de deslocamento da estrutura é proporcionalmente linear à aplicação do carregamento. A Figura 2 ilustra esse comportamento (KIMURA, 2007).



**Figura 2: Análise linear**

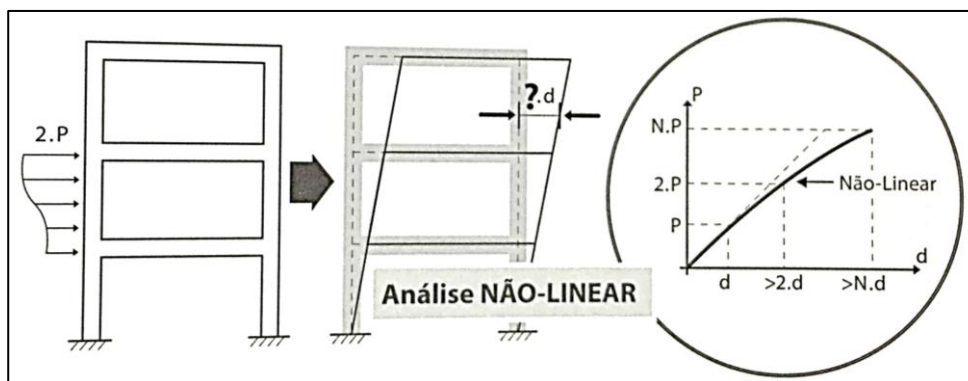
**FONTE:** Kimura (2007).

Observa-se na Figura 2 que o carregamento “2.P” provoca proporcionalmente um deslocamento na estrutura igual à “2.d”, gerando uma reta no gráfico do carregamento “P” versus o deslocamento “d”.

### 2.1.2 Análise Não-Linear

De maneira simplificada, KIMURA (2007) explica que uma análise não-linear é uma forma de avaliação onde as respostas da estrutura sob as ações horizontais e

verticais apresentam resultados desproporcionais de deslocamentos à medida que os carregamentos são aplicados. A Figura 3 ilustra esta situação.



**Figura 3: Análise não-linear**

**FONTE: Kimura (2007).**

Na Figura 3, a resposta da estrutura ao carregamento “2.P” gera um deslocamento desproporcional na análise não-linear, não sendo possível se estabelecer uma constante de proporcionalidade pelo gráfico  $P$  versus  $d$ .

O concreto armado apresenta um comportamento não-linear por não ser possível se estabelecer uma constante na relação tensão versus deformação acima de um certo limite de tensão, não sendo válida a aplicação da Lei de Hooke para este tipo de análise. Para definir uma constante de proporcionalidade, desenvolveram-se métodos simplificados que consideram a situação de não-linearidade do material juntamente na análise linear (FONTES, 2005).

Ainda segundo Fontes (2005), a resposta não-linear das estruturas é decorrente de dois tipos de não-linearidades: Não Linearidade Física (NLF) e Não-Linearidade Geométrica (NLG). Os efeitos de NLF e NLG gerados em uma estrutura de concreto armado são denominados de efeitos de segunda ordem. Para a

determinação desses efeitos é necessária uma análise de segunda ordem que será abordada posteriormente neste trabalho. Este tipo de análise exige um esforço maior se comparado a análise linear, porém, atualmente, o desenvolvimento de sistemas computacionais otimiza esse processo (PINTO 2002).

#### 2.1.2.1 Não-linearidade Física (NFL)

A caracterização da NLF no concreto armado deve-se, fundamentalmente, às propriedades intrínsecas dos materiais. Os materiais constituintes do concreto armado sob aplicação de carregamentos se comportam de maneira não-linear. O concreto é afetado pelos efeitos da fissuração e fluência, enquanto o aço, apesar de possuir um comportamento mais regular, é afetado pelo efeito de escoamento (LINS, 2013).

O comportamento não-linear físico do concreto armado deve ser considerado para a obtenção de uma análise mais realista de um projeto, pois a NLF afeta de maneira significativa a rigidez dos elementos. Uma maneira de se considerar esses efeitos é a partir do diagrama momento curvatura para cada seção, que pode ser conhecido com a definição de uma suposta armadura e da carga normal atuante. Esse processo é trabalhoso, o que motivou o desenvolvimento de uma forma mais simplificada para a consideração da NLF através da redução da rigidez dos elementos estruturais (FRANCO, 1985a apud, OLIVEIRA, 2007).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve no item 15.7.3 considerações do efeito da NLF por aproximação para aplicação em projetos de estruturas reticulares em concreto armado com no mínimo 4 pavimentos. A simplificação consiste em minorar

a rigidez à flexão dos elementos para a compensação do comportamento não-linear do material. Os valores de rigidez tomam os seguintes valores:

- Lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} l_c$ ; (1)
- Vigas com  $As' \neq As$ :  $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} l_c$ ; (2)
- Vigas com  $As' = As$ :  $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} l_c$ ; (3)
- Pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} l_c$  (4)

Onde:

$(EI)_{sec}$  = rigidez secante minorada;

$l_c$  = momento de inércia da seção bruta do concreto, inclui-se as mesas colaborantes, quando for o caso;

$E_{ci}$  = módulo de deformação inicial do concreto.

$As$ : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

$As'$ : área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

O módulo de deformação do concreto ( $E_c$ ) deve ser obtido por ensaio segundo a NBR 8522 - Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão (ABNT, 2008), ou, quando não for possível a realização de ensaios, deve-se tomar o módulo de deformação inicial pela Equação 5, descrita no item 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Para } f_{ck} \text{ de 20MPa a 50 MPa;} \quad (5)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{2/3} \quad \text{Para } f_{ck} \text{ de 55MPa a 90 MPa} \quad (6)$$

A equação 5 para concreto com  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa; a equação 6 para  $f_{ck}$  de 55 MPa a 90 MPa.

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito;

#### 2.1.2.2 Não-linearidade Geométrica (NLG)

A NLG está associada ao deslocamento da posição da estrutura no espaço. Toda estrutura ao ser executada sofrerá deformações, mesmo que pequenas, e este deslocamento tem comportamento não-linear (KIMURA, 2011).

É comum durante a graduação nos cursos de Engenharia Civil admitir o equilíbrio das forças e momentos da estrutura seguindo as premissas do somatório de momentos e o somatório das forças de uma estrutura não deformada. Quando isto

é feito, o tipo de análise é denominado de análise de primeira ordem. Porém, na consideração da NLG, a estrutura é analisada na sua configuração final, isto é, na configuração deformada (KIMURA, 2007).

Ao considerar o efeito não-linear geométrico, os esforços, principalmente, nos pilares, podem sofrer alterações significativas dos momentos fletores devido aos deslocamentos (FONTES, 2005).

Tanto a NLG, quanto a NLF, devem ser consideradas na análise da estabilidade global segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

## 2.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

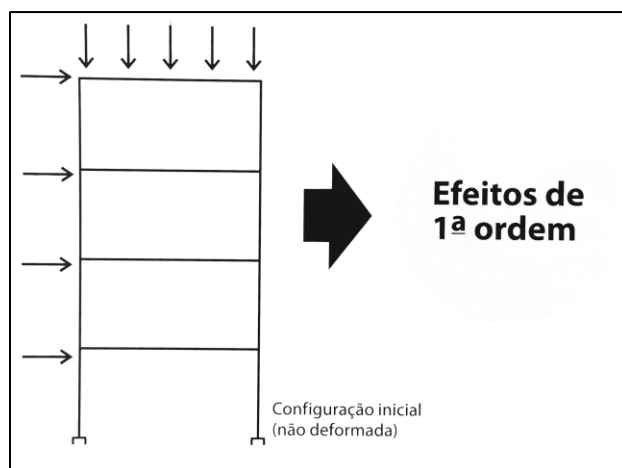
A análise da estabilidade global é onde se avalia o comportamento da estrutura como um todo perante o estado limite último de instabilidade. Quando atingir o estado limite último de instabilidade, representa a perda de estabilidade global da estrutura causada pelo aumento das deformações (MONCAYO, 2011).

Na seção 15 da NBR 6118 (ABNT, 2014) estão prescritos os requisitos quanto a instabilidade e efeitos de segunda ordem para estruturas constituídas, principalmente, por barras submetidas à flexão composta, onde as torções decorrentes dos efeitos de segunda ordem podem ser desprezadas. A norma classifica a estrutura, para efeitos de cálculo, em estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis.



### 2.2.1 Efeitos de Segunda Ordem

O cálculo dos esforços de uma estrutura pode ser feito por duas análises denominadas análise de primeira ordem e análise de segunda ordem. Na análise de primeira ordem, a estrutura é considerada sem deformações ou com deformações pequenas, ou seja, na configuração geométrica inicial, e os esforços obtidos são chamados efeitos de primeira ordem (KIMURA, 2007). A Figura 4 ilustra essa situação.



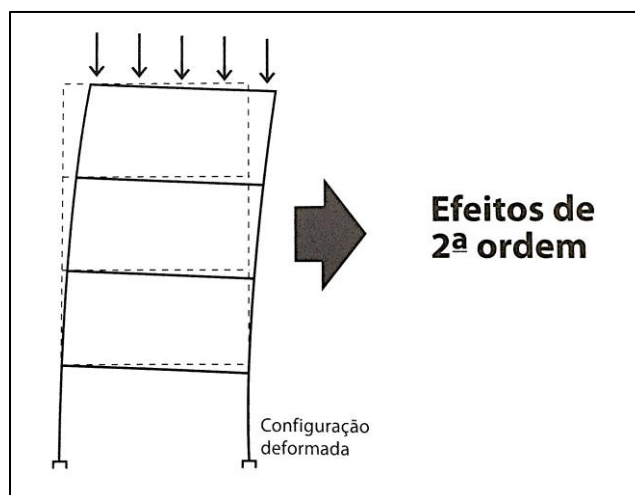
**Figura 4: Análise de primeira ordem**

**FONTE: Kimura (2007).**

Na Figura 4, os esforços obtidos são decorrentes da geometria inicial da estrutura, ou seja, são efeitos de primeira ordem e o deslocamento da estrutura é pequeno ou inexistente.

Para a análise de segunda ordem global, o cálculo dos esforços é feito a partir da estrutura em sua configuração geométrica final, ou seja, com as deformações

sofridas pela estrutura. Essas deformações causam esforços adicionais na estrutura, chamados de efeitos de segunda ordem globais (KIMURA, 2007). Isso pode ser observado na Figura 5.

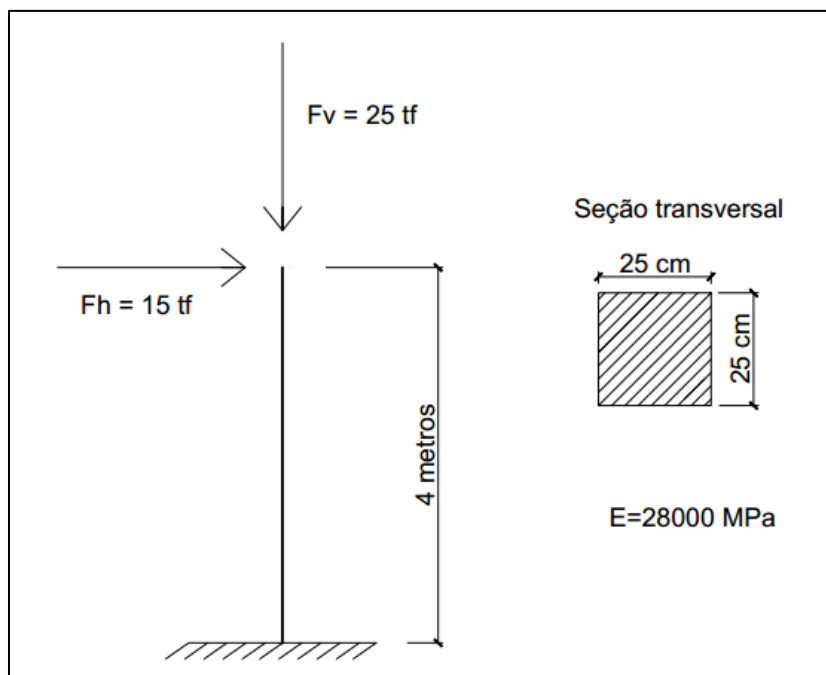


**Figura 5: Análise de segunda ordem**

**FONTE: Kimura (2007).**

A estrutura da Figura 6 apresenta deformações que no cálculo dos esforços irão resultar nos efeitos de segunda ordem.

Kimura (2007), autor da Figura 5, demonstra como surgem os esforços adicionais em decorrência das deformações através de um exemplo similar ao descrito a seguir: seja uma barra vertical, engastada na base, com um comprimento igual a 4 metros, submetida a uma força vertical de 25 tf, e uma força horizontal de 15 tf. A barra tem seção transversal quadrada de 25 centímetros, e o módulo de elasticidade é 28 GPa. A Figura 6 ilustra esta situação.



**Figura 6: Barra na configuração geométrica inicial**

**FONTE: Autoria própria.**

O cálculo de primeira ordem fornece os resultados das reações no engaste apresentados na Figura 7, onde podem ser também observados os diagramas de esforço normais (N), de esforço cortante (V) e de momento fletor (M). Observa-se que o valor do momento fletor de primeira ordem é  $60 \text{ tf.m}$ .

O deslocamento de primeira ordem na extremidade livre da barra pode ser obtido pela equação da linha elástica (equação 7).

$$Y_t = \frac{F_h L^3}{(3.E.I)} \quad (7)$$

Onde:

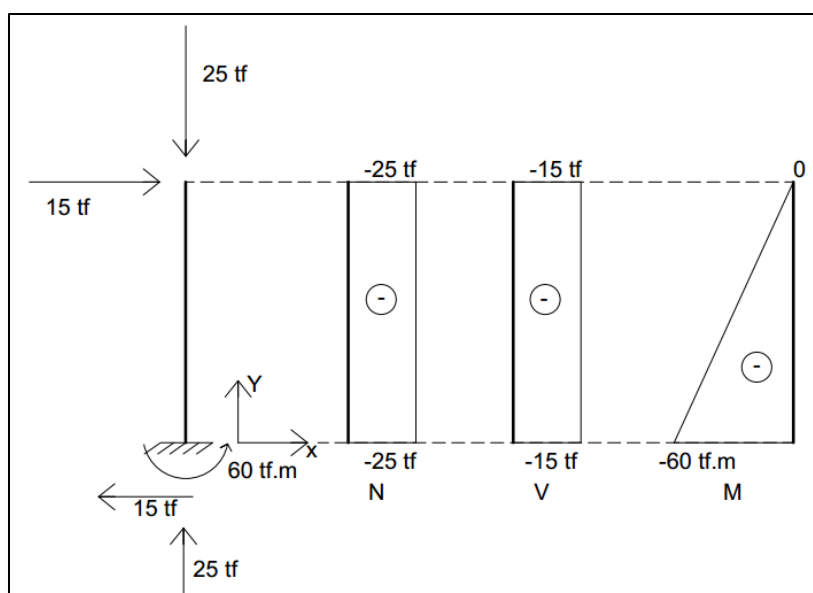
$Y_t$  = deslocamento de primeira ordem (m);

$E$  = módulo de elasticidade (MPa);

$I$  = momento de inércia da seção ( $m^4$ );

$L$  = comprimento da barra (m);

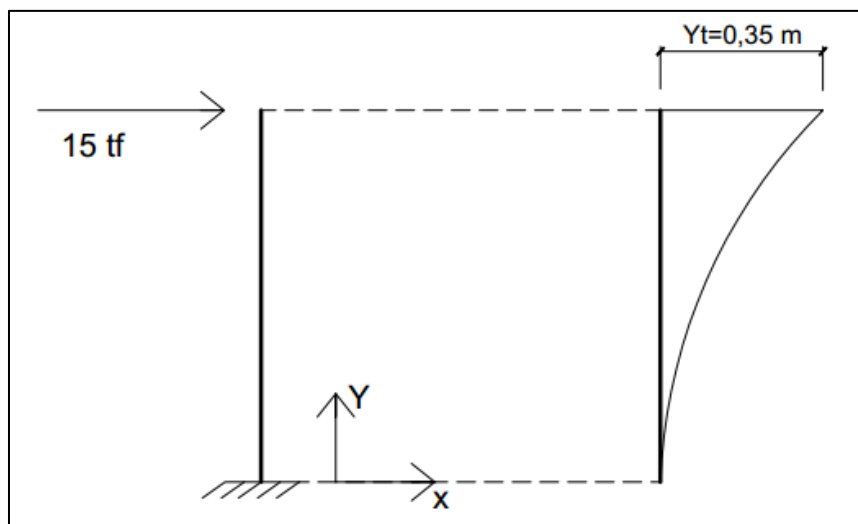
$F_h$  = força horizontal (tf).



**Figura 7: Resultados da análise de primeira ordem**

**FONTE: Autoria própria, 2016.**

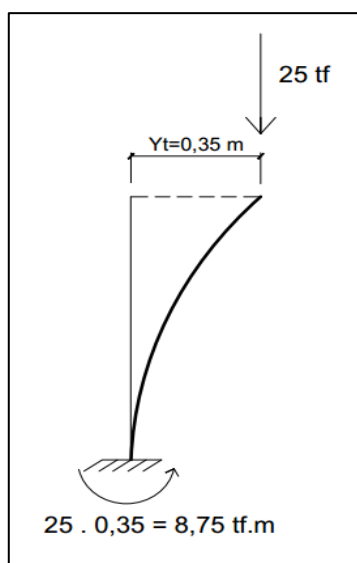
O deslocamento  $Y_t$  na extremidade livre da barra obtido pela equação 7 foi de 0,35 metros. A configuração geométrica deformada pode ser vista na Figura 8.



**Figura 8: Deslocamento inicial**

**FONTE: Autoria própria.**

Mudando-se então o ponto de aplicação da força vertical, como pode ser visto na Figura 9, a excentricidade de 0,35 metros na extremidade livre da barra gera um momento adicional na base engastada de 8,75 tf.m. Esse esforço adicional é denominado efeito de segunda ordem global.



**Figura 9: Efeitos de segunda ordem**

**FONTE: Autoria própria.**

Segundo Kimura (2007), a análise de segunda ordem ainda não está terminada no caso do exemplo, pois, a cada incremento do efeito de segunda ordem é possível se obter um acréscimo no deslocamento.

### 2.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL

Os parâmetros de estabilidade global servem para a avaliação de estruturas com objetivo de determinar se os efeitos de segunda ordem precisam ser considerados para efeitos de cálculo (LINS, 2013). A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta o parâmetro alfa ( $\alpha$ ) e o coeficiente  $\gamma_z$  para este fim. Ambos podem classificar a estrutura quanto a necessidade da consideração dos efeitos globais de segunda ordem, contudo, o  $\gamma_z$  pode ainda ser usado para o cálculo desses efeitos.

O sistema CAD/TQS desenvolveu um parâmetro próprio chamado FAVt (Fator de Amplificação de Esforços horizontais de Vento). Este é capaz de avaliar a estabilidade global da estrutura incluindo em sua formulação os deslocamentos horizontais causados pelas forças verticais. Esse parâmetro é similar ao  $\gamma_z$  e também pode ser utilizado para a determinação dos efeitos de segunda ordem.

No item 15.5.1, a NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica em estruturas de nós móveis quando os efeitos de segunda ordem globais superam em 10% os efeitos de primeira ordem globais. Quando não atingida essa porcentagem, a estrutura é classificada em nós fixos, e os efeitos de segunda ordem globais podem ser desprezados para efeitos de cálculo.

O avanço dos sistemas de informática na modelagem de estruturas está em tal patamar, que não seria mais necessária a distinção da consideração ou não dos

efeitos de segunda ordem. Conhecida a magnitude dos deslocamentos, estes podem ser considerados nos cálculos mesmo sendo possível a dispensa por critério da norma, uma vez que os softwares podem fornecer essa consideração prontamente (LIMA, 2001).

### 2.3.1 Parâmetro de Instabilidade Alfa ( $\alpha$ )

Segundo Moncayo (2011), o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi deduzido em 1967 por Beck e Konig, e foi definido como parâmetro de instabilidade por Franco (1985). Esse parâmetro é capaz de classificar a estrutura quanto a dispensa dos efeitos de segunda ordem, entretanto, não é capaz de quantificá-los quando necessário.

O parâmetro  $\alpha$  está prescrito no item 15.5.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) como um processo aproximado para indicar se a estrutura é de nós fixos ou móveis, partindo de uma análise de primeira ordem, sem o uso de um cálculo mais rigoroso. A estrutura é de nós fixos se  $\alpha_1 < \alpha$ , com  $\alpha$  obtido pela Equação 8:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (8)$$

Para edifícios com 3 andares ou menos ( $n \leq 3$ )  $\alpha_1$  vale:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad (9)$$

Para edifícios com 4 andares ou mais ( $n \geq 4$ )  $\alpha_1$  vale:

$$\alpha_1 = 0,6 \quad (10)$$

Onde:

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

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

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

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  $\alpha_1 = 0,5$ .

A consideração da NLF causada pela fissuração e pelo comportamento não-linear do concreto na compressão já está deduzida na equação no parâmetro  $\alpha$  (MONCAYO, 2011).



### 2.3.2 Coeficiente $\gamma_z$ ( $\Upsilon_z$ )

O coeficiente  $\Upsilon_z$  é um parâmetro de estabilidade global que, a partir de uma análise de primeira ordem, pode ser utilizado para a classificação da estrutura em nós fixos ou móveis e para a consideração dos efeitos de segunda ordem daquelas de nós móveis pela majoração dos esforços de primeira ordem. (LIMA, 2001)

O coeficiente  $\Upsilon_z$  está prescrito do item 15.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e sua utilização é válida para estruturas reticuladas de no mínimo 4 pavimentos. O valor de  $\Upsilon_z$  é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (11)$$

Onde:

$\Delta M_{\text{tot,d}}$  é o somatório dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$M_{1,\text{tot,d}}$  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 primeira ordem.

Considera-se a estrutura de nós fixos para valor de  $\Upsilon_z$  inferiores a 1,10 e, para valores entre 1,10 e 1,30, a estrutura é considerada de nós móveis. Valores inferiores

a 1,0 são considerados inconsistentes e, acima de 1,30, significa que a estrutura apresenta um alto nível de instabilidade e precisa ser revista (MONCAYO, 2011).

O valor de  $\gamma_z$  e os efeitos de segunda ordem estão relacionados por seu decimal. Por exemplo, para um  $\gamma_z = 1,10$ , os valores dos efeitos de segunda ordem global representam 10% dos esforços de primeira ordem. Sendo assim, o limite de 1,30 significa que os efeitos de segunda ordem chegam a 30%, que é o limite máximo para que se garanta a estabilidade da estrutura (MONCAYO, 2011).

No item 15.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) consta ainda a opção do uso da formulação de segurança para os efeitos de segunda ordem onde se usam os coeficientes  $\chi_i/\chi_{f3}$  na majoração dos esforços, com  $\chi_{f3} = 1,1$ .

Para a obtenção dos valores dos esforços finais da estrutura em uma análise não linear, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite uma solução aproximada pela majoração dos esforços da análise de primeira ordem em  $0,95 \gamma_z$ .

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a NLF deve ser considerada pela minoração da rigidez dos elementos descrito no item 2.1.2.1 deste trabalho, e equivalente ao item 15.7.3 da NBR.

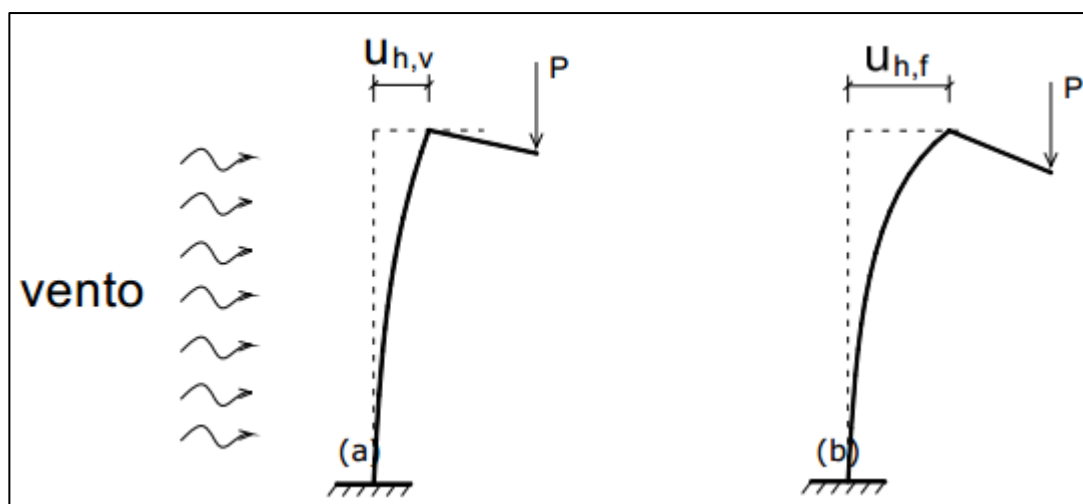
### 2.3.3 Coeficiente FAVt

O coeficiente FAVt é um parâmetro exclusivo do sistema CAD/TQS e pode ser considerado como parâmetro de avaliação da estabilidade global. Este parâmetro tem a mesma formulação do coeficiente  $\gamma_z$ , a diferença entre os dois parâmetros é que o coeficiente FAVt leva em consideração o deslocamento horizontal gerado por

cargas verticais e não somente pelas cargas horizontais como no caso do  $\gamma_z$  (MONCAYO, 2011).

Bueno (2009) estudou o mesmo parâmetro, porém chamado de  $\gamma'_z$ . Para o autor, sempre que a estrutura ou o carregamento vertical forem assimétricos, haverá deslocamentos horizontais causados pelos mesmos.

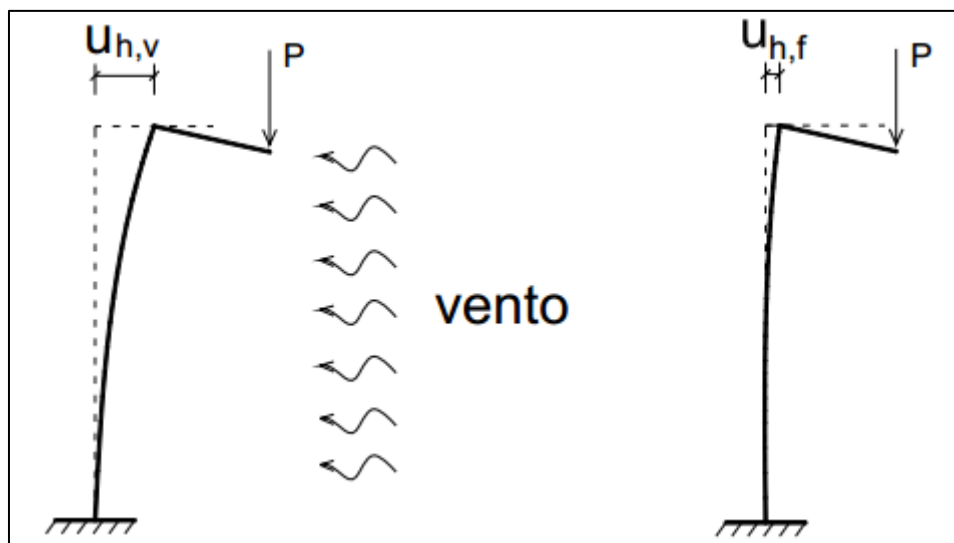
Moncayo (2011) exemplifica os princípios do coeficiente FAVt conforme a Figura 10. A excentricidade do carregamento P causa um deslocamento horizontal ( $U_{h,v}$ ).



**Figura 10: Deslocamento devido carregamento vertical**

**Fonte: Moncayo (2011).**

Quando o vento atua no sentido do deslocamento horizontal ( $U_{h,v}$ ), o deslocamento final ( $U_{h,f}$ ) é maior. Na situação em que o vento atua na direção oposta ao deslocamento causado pela força vertical, o deslocamento final da estrutura é menor. Isso pode ser verificado na comparação das Figuras 10 e 11.



**Figura 11: Deslocamento devido carregamento vertical**

Fonte: Moncayo (2011).

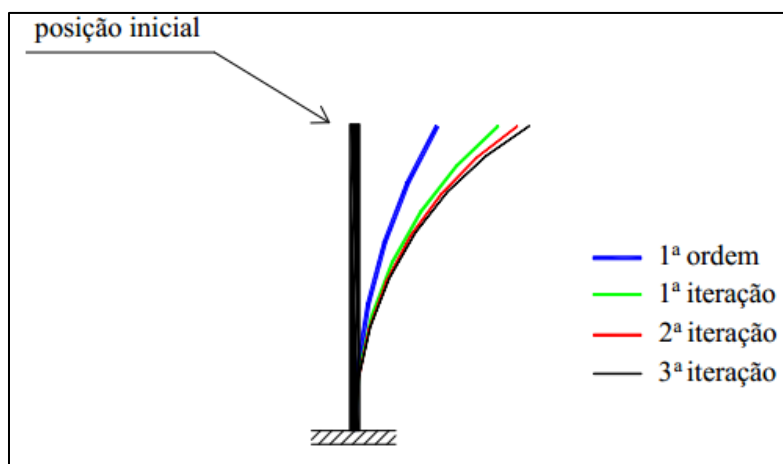
O deslocamento horizontal final da estrutura ( $U_{h,f}$ ) na Figura 11 é menor que na Figura 10.

A utilização do FAVt na obtenção dos esforços finais dos elementos é feito pela multiplicação do esforços da análise de primeira ordem com a majoração em  $0,95 \cdot \text{FAVt}$ .

#### 2.3.4 Análise De Segunda Ordem Global P-delta

Uma análise de segunda ordem global fornece os esforços solicitantes finais da estrutura considerando os efeitos da não-linearidade física e geométrica. Além dos métodos aproximados para a obtenção desses esforços com a utilização dos coeficientes  $\gamma_z$  e FAVt, existe também outro processo chamado P-delta. Este método é o mais conhecido para uma análise de segunda ordem (CICOLIN, 2007).

O processo P-delta consiste na obtenção dos deslocamentos e esforços horizontais pela análise iterativa de sucessivos incrementos de cargas aplicados na estrutura (LIMA, 2001). A Figura 12 ilustra a ideia do processo:



**Figura 12: Processo iterativo P- $\Delta$**

**Fonte: Lima (2001).**

A Figura 12 mostra a deformação do elemento em cada iteração do processo até que se atinja o equilíbrio final.

O sistema CAD/TQS utiliza a metodologia do processo P-delta para análise de segunda ordem global. Este processo pode ser considerado mais refinado se comparado aos métodos aproximado, com a utilização dos parâmetros  $\gamma_z$  e FAVt (MONCAYO, 2011).

Pelo processo P-delta também é possível se obter um parâmetro de estabilidade global, porém, este é obtido de maneira inversa, ou seja, após a obtenção dos valores de segunda ordem global, utiliza-se a razão dos esforços de segunda ordem com os de primeira ordem, gerando um parâmetro denominado RM2M1. A

avaliação deste parâmetro acontece de maneira semelhante aos parâmetros  $\gamma_z$  e FAVt.

Este trabalho utiliza o processo P-delta como parâmetro de comparação dos métodos aproximados que aplicam os coeficientes  $\gamma_z$  e FAVt.

### 2.3.5 Exemplo Prático de Cálculo dos Parâmetros $\gamma_z$ e FAVt

Para demonstrar a diferença de cálculo dos parâmetros  $\gamma_z$  e FAVt foi realizado um exemplo, demonstrando como são obtidos os valores dos parâmetros, similar ao exemplo proposto por Moncayo (2010).

Seja uma barra, em concreto armado, engastada na base, com carregamentos verticais e horizontais, conforme a figura 13.

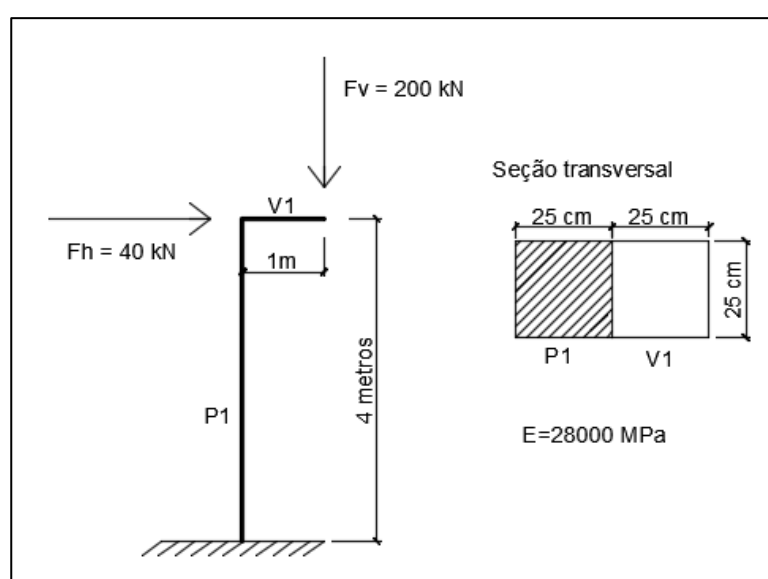


Figura 13 - Exemplo prático

FONTE: Autoria própria.

O deslocamento gerado pela ação horizontal pode ser obtido pela Equação 7, equação da linha elástica para este caso. A Figura 14 exibe o deslocamento gerado pela ação horizontal.

$$U_{h,h} = \frac{F_h \cdot L^3}{(3 \cdot E \cdot I)} \quad (7)$$

Onde:

$U_{h,h}$  = deslocamento horizontal causado pela ação horizontal (m);

$E$  = módulo de elasticidade (MPa);

$I$  = momento de inércia da seção (m<sup>4</sup>);

$L$  = comprimento da barra (m);

$F_h$  = força horizontal (tf).

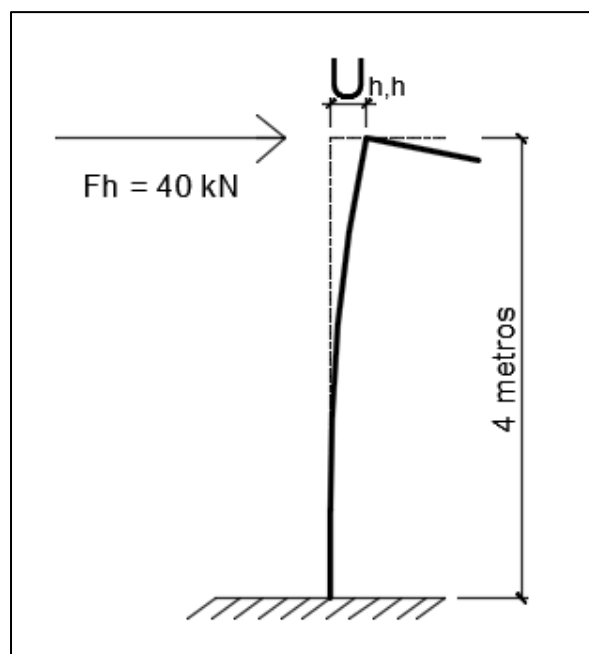


Figura 14 - Deslocamento gerado pela ação horizontal

FONTE: Autoria própria.

Para a obtenção do deslocamento gerado pela ação vertical, substituiu-se a carga excêntrica por um momento no topo da barra. Assim, através da Equação 8, obteve-se o deslocamento causado pela ação horizontal. A Figura 15 exhibe esta situação.

$$U_{h,v} = \frac{M_d \cdot L^2}{(2 \cdot E \cdot I)} \quad (12)$$

Onde:

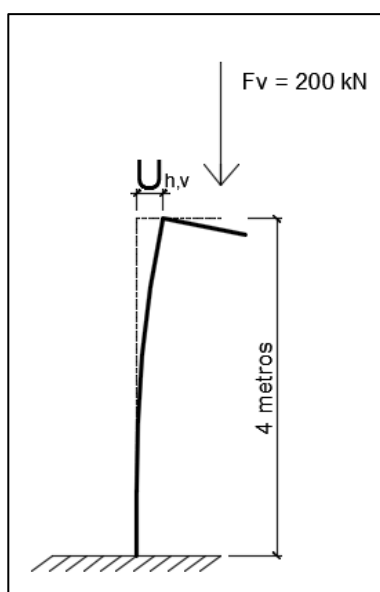
$U_{h,v}$  = deslocamento horizontal causado pela ação vertical (m);

$E$  = módulo de elasticidade (MPa);

$I$  = momento de inércia da seção (m<sup>4</sup>);

$L$  = comprimento da barra (m);

$M_d$  = força horizontal (tf).



**Figura 15 - Deslocamento horizontal gerado pela ação vertical**  
**FONTE: Autoria própria.**



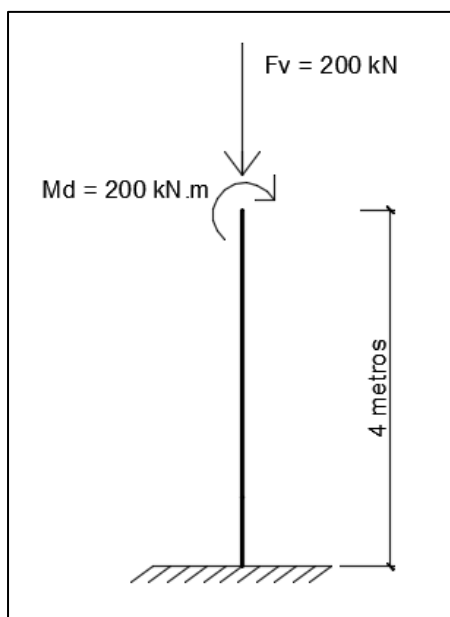


Figura 16 - Substituição da carga excêntrica

FONTE: Autoria própria.

A posição final da barra, para o cálculo de parâmetro FAVt, pode ser observada na figura 16. A Tabela 1 mostra o resultado do cálculo de cada um dos parâmetros.

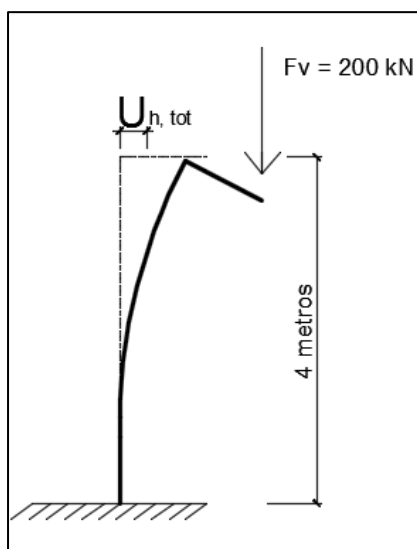


Figura 17 - Posição final da estrutura

FONTE: Autoria própria.

Tabela 1 - Parâmetros de estabilidade global

Parâmetro	U <sub>h,h</sub>	U <sub>h,v</sub>	M1 <sub>tot</sub>	ΔM <sub>tot</sub>	Gama-Z
<b>Gama-Z</b>	0.0936	-	160	18.72	1.175
<b>FAVt</b>	0.0936	0.1755	160	53.83	1.746

**FONTE:** Autoria própria.

O valor de cada parâmetro, observado na Tabela 01, demonstra o aumento do valor do parâmetro de estabilidade global quando se considera o deslocamento horizontal gerado por ações verticais. O valor do parâmetro FAVt ficou 48% superior ao valor do parâmetro  $\gamma_z$ .

## 2.4 FATORES QUE INFLUENCIAM NA ESTABILIDADE GLOBAL

Alguns fatores podem ser considerados relevantes e influenciam diretamente na estabilidade global dos edifícios em concreto armado. Moncayo (2011) cita os fatores como as ações horizontais, rigidez dos elementos, redistribuição dos esforços, interação solo-estrutura e o modelo estrutural adotado. Já para Bueno (2009), os fatores que mais influenciam na estabilidade global são os carregamentos e a rigidez dos elementos.

Os carregamentos horizontais e verticais estão diretamente relacionados aos esforços que a estrutura sofre, que por sua vez, interferem na estabilidade global. No entanto, o carregamento vertical é mais preponderante neste aspecto. O

carregamento horizontal aplicado em uma estrutura provoca um deslocamento dos nós que aliado ao carregamento vertical pode levar ao aparecimento de efeitos de segunda ordem global significativos. Porém, a magnitude da carga horizontal não interfere nos parâmetros de estabilidade global. Por mais que se aumente um carregamento horizontal, esse irá aumentar os momentos de primeira e segunda ordem proporcionalmente, não alterando a razão dos mesmos (BUENO, 2009).

A rigidez dos elementos da estrutura tem relação direta na estabilidade global. Em estruturas de concreto armado, os pilares e vigas são os mais importantes no aspecto relacionado à rigidez da edificação. As lajes geralmente podem ser desprezadas por influenciar de maneira pouco significativa na estabilidade global (KIMURA, 2007).

De acordo com Moncayo (2011), a escolha de um adequado arranjo estrutural é essencial, destacando que a concepção de estruturas com pórticos de vigas e pilares em direções ortogonais podem garantir o travamento do edifício.

Outro ponto citado pelo mesmo autor é a utilização de pilares-paredes com grandes dimensões, comumente associados em “U”, formando núcleos resistentes junto a escadas e elevadores. Esse tipo de abordagem traz significativos resultados para a rigidez global, porém, a desvantagem do uso de pilares-parede é a dificuldade de execução.

A redistribuição dos esforços também tem influência na estabilidade global. A redistribuição em uma ligação viga-pilar faz o remanejamento dos esforços para regiões mais rígidas. Isso torna as ligações viga-pilar semirrígidas, que de um ponto de vista global, acaba deixando a estrutura mais susceptível ao deslocamento dos nós (MONCAYO, 2011).

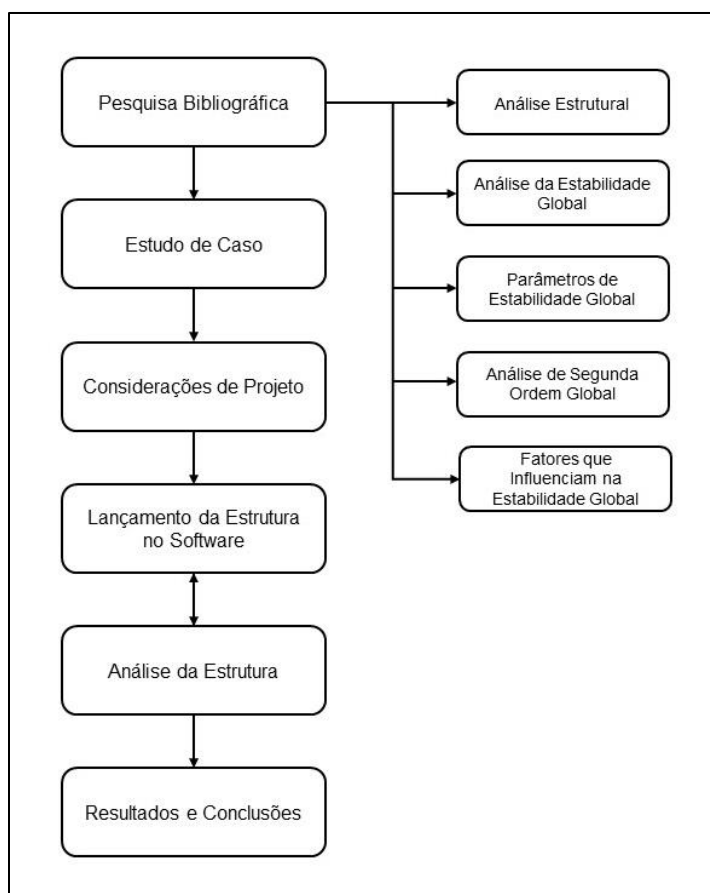
### 3 MÉTODOLOGIA

Segundo Fachin (2001), uma pesquisa pode ser classificada em quantitativa e qualitativa. Uma pesquisa quantitativa significa que os dados em estudo são obtidos numericamente e tem um valor quantitativamente científico, ou seja, baseado em números resultantes de um sistema lógico e não de forma intuitiva. Ao contrário, uma pesquisa qualitativa é caracterizada por possuir aspectos não mensuráveis que podem ser definidos descritivamente. Dessa maneira, esse trabalho pode ser classificado como uma pesquisa quantitativa por se tratar da comparação de variáveis mensuráveis.

A classificação quanto aos aspectos dos objetivos da pesquisa pode ser exploratória, descritiva ou explicativa. Uma pesquisa exploratória busca tornar o problema em estudo mais claro, com o aprimoramento das ideias e/ou as descobertas discutidas. A pesquisa descritiva tem como objetivo descrever as características de uma determinada população ou fenômeno. Por fim, a pesquisa explicativa busca aprofundar o conhecimento em um determinado fenômeno, procurando fatores que são determinantes para a ocorrência dos mesmos (GIL, 2002). Os objetivos deste trabalho podem ser classificados como exploratório por se tratar de um levantamento bibliográfico sobre os parâmetros de estabilidade global e a aplicação dos mesmos para uma melhor compreensão do tema. A estratégia de pesquisa adotado foi o estudo de caso de um edifício já construído. Baseado no projeto arquitetônico e estrutural, foram lançados 4 exemplos de estruturas com variações específicas para a avaliação da estabilidade global, deslocamento e esforços de momento na base de alguns pilares selecionados.

### 3.1 ETAPAS DO TRABALHO

As etapas de trabalho seguem o seguinte organograma:



**Tabela 2: Etapas de trabalho**

**Fonte: Autoria própria (2016).**

## 4 ESTUDO DE CASO

Utilizando o software estrutural CAD/TQS, foi feita a análise da estabilidade global em um edifício com estrutura em concreto armado convencional. O modelo estrutural é processado e avaliado com o emprego do parâmetro de estabilidade global  $\gamma_z$ , prescrito pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e do parâmetro FAVt, utilizado pelo sistema CAD/TQS. Ambos podem ser considerados coeficientes de majoração para a obtenção dos esforços finais da estrutura, considerando-se os efeitos da não-linearidade física e geométrica. Porém, estes parâmetros apresentam valores diferentes em seus coeficientes quando o modelo estrutural ou o carregamento vertical aplicado for assimétrico.

Foram avaliados os diferentes parâmetros, os deslocamentos da estrutura e também os efeitos de segunda ordem global nos esforços de momento na base de 6 pilares. Foram selecionados pilares utilizando como critério a classificação do pilar com relação às solicitações iniciais. Pilares internos são aqueles submetidos a compressão simples, ou seja, que não apresentam excentricidades iniciais. Pilares de borda, quando as solicitações iniciais correspondem a flexão composta normal, ou seja, há excentricidade inicial em uma direção. Pilares de canto são aqueles submetidos a flexão oblíqua, ou seja, as excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas. Selecionou-se dois pilares de canto, dois pilares de borda, e dois pilares internos.

O modelo adotado possui características assimétricas com balaços, para que possa ser avaliada a magnitude da divergência de resultados dos efeitos de segunda ordem na consideração dos diferentes parâmetros de estabilidade global. São feitas

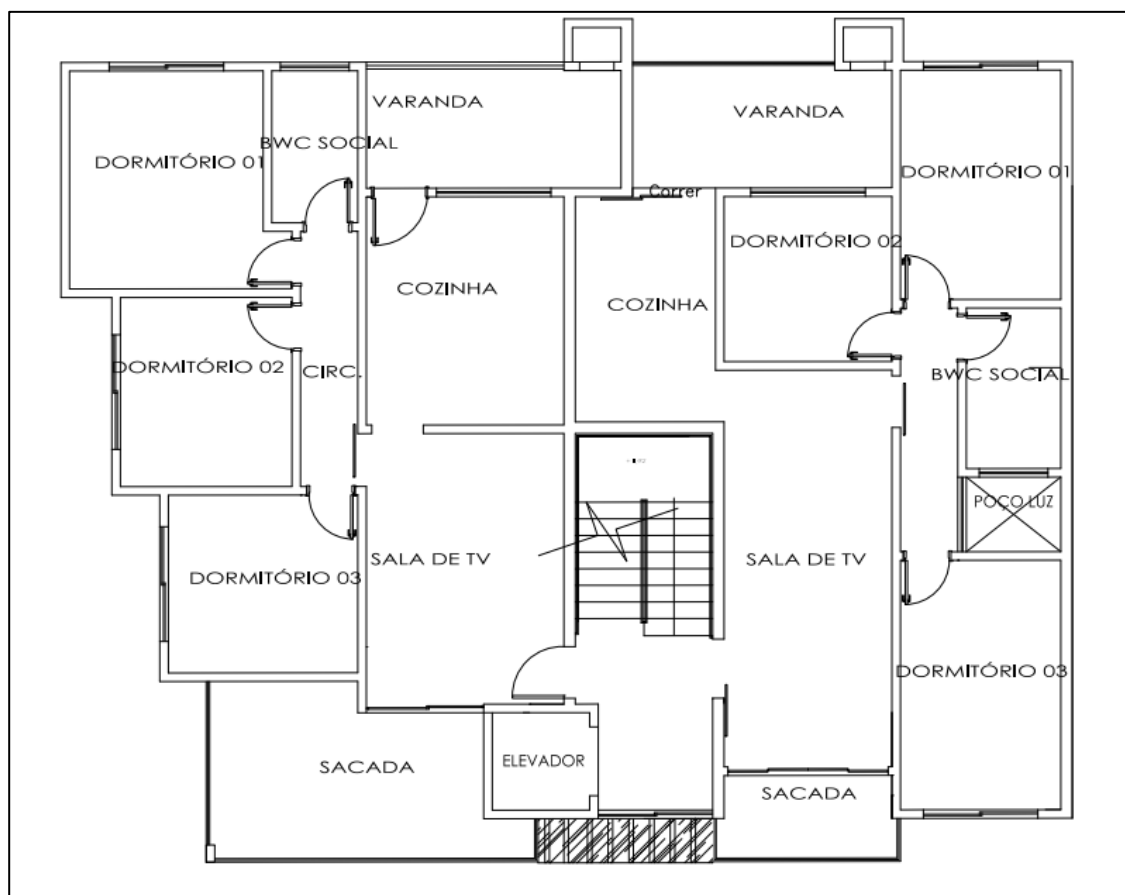
ainda variações no número de pavimentos para proporcionar um melhor entendimento didático do comportamento e da estabilidade global da estrutura.

#### 4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO

Trata-se de um edifício comercial e residencial multifamiliar em alvenaria, situado na cidade de Pato Branco – PR. O prédio, já executado, possui 4 pavimentos: subsolo, térreo, 1º andar e cobertura, além do reservatório sobre o pavimento cobertura. Para o estudo da estrutura, foi considerado o acréscimo do número de pavimentos tipo, descritos em cada exemplo.

Para auxiliar no lançamento da estrutura do edifício no software, necessitou-se do projeto arquitetônico e estrutural, os quais foram fornecidos pelo engenheiro civil responsável pelo desenvolvimento dos projetos do empreendimento. A Figura 18 apresenta um croqui da planta baixa do pavimento tipo.

Com todas as informações de projeto levantadas e utilizando-se da sobreposição das plantas arquitetônicas, foi então feito o lançamento no software.



**Figura 18 - Planta baixa pavimento tipo estudo de caso**

**Fonte: Eng. Civil Jairo Trombeta (2014).**

#### 4.1.1 Propriedade dos Materiais

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), quanto à localização da edificação e as condições ambientais, considerou-se a classe de agressividade ambiental 2, resultando em um concreto de classe mínima C25 para toda a edificação. Os cobrimentos obedeceram aos critérios da norma NBR 6118 (ABNT, 2014).



#### 4.1.2 Ações Atuantes

Para o cálculo dos valores das ações permanente e variáveis atuantes no projeto, optou-se que o software seguisse critérios estabelecidos na norma NBR 6120 (ABNT, 1980). O software dispõe de valores de carregamento pré-estabelecidos conforme a norma. As cargas configuradas e utilizadas no projeto possuem as seguintes denominações e valores, apresentadas na Tabela 3, referentes a cargas por área e lajes e a Tabela 4 referentes a cargas por área de parede:

**Tabela 3 - Cargas Distribuídas por área em lajes**

<b>Tipo</b>	<b>Descrição</b>	<b>Permanente (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Acidental (tf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>APART1</b>	Sala/Cozinha/Dormitório	0.10	0.15
<b>COMERC1</b>	Áreas De Uso Comercial	0.20	0.30
<b>ESCADA</b>	Escadas	0.10	0.30
<b>CASAMAQ</b>	Casa De Maquinas	0.50	0.20
<b>COBERT</b>	Cobertura	0.15	0.10

**Fonte: Aatoria própria (2016).**

**Tabela 4 - Cargas por área de parede**

<b>Tipo</b>	<b>Descrição</b>	<b>Permanente (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Acidental (tf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>BLOCO14</b>	ALVENARIA DE BLOCO DE CONCRETO C/14cm	0.26	0
<b>PARAPEIT</b>	PARAPEITO DE SACADA	0.15	0

**Fonte: Aatoria própria (2016).**

Utilizando-se dos valores das Tabelas 3 e 4 foram lançados, no software, o edifício com as respectivas cargas.

#### 4.1.2.1 Ações de Vento

O cálculo das ações de vento na estrutura seguiu os procedimentos e prescrições da NBR 6123 (ABNT, 1988). O software dispõe de uma interface que facilita a entrada dos dados na edificação e demais fatores relacionados à localização geográfica do edifício para o cálculo dos esforços devido ao vento, Figura 19.

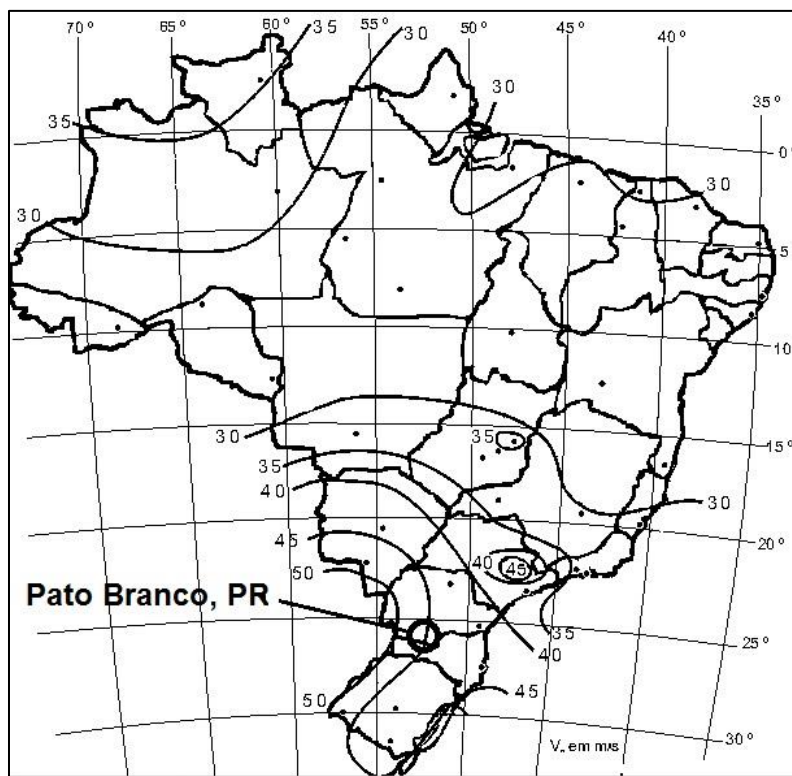
	Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini
1	90	1.25	Não	0
2	270	1.25	Não	0
3	0	1.16	Não	0
4	180	1.16	Não	0

**Figura 19 - Entrada de dados para cálculo de esforço devido ao vento**

Fonte: TQS Informática LDTA, 2016

Para o cálculo de coeficiente de arrasto atuante na edificação, foram fornecidos os seguintes parâmetros:

- $V_0$  - Velocidade básica do vento: 45 m/s conforme mapa da Figura 20;
- $S_1$  – Fator do relevo no terreno: fator em que considera a variação do relevo do terreno. Adotado o valor igual a 1, terreno plano ou fracamente acidentado;
- $S_2$  – Categoria de rugosidade IV: terreno com obstáculos numerosos e pouco espaçados. Zona florestal, industrial, urbanizada parques e subúrbios densos;
- $S_2$ - Classe da edificação: referente à maior dimensão horizontal ou vertical da edificação. São três classes: classe A para edifícios menos de 20 m, B para edifícios com dimensões entre 20 e 50 metros, e C para edifício com uma das dimensões acima de 50 metros. A edificação ficou enquadrado na classe B para os exemplos;
- $S_3$  – Fator estatístico relacionado ao grau de segurança requerido para o ambiente: valor considerado 1.00. Edificações em geral, hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.



**Figura 20 - Mapa da velocidade básica do vento no Brasil**

**Fonte: TQS Informática, 2016.**

Na Figura 20 percebe-se a proximidade da cidade de Pato Branco, PR com a curva da velocidade básica de vento próximo a 45m/s.

Após a entrada de dados e a modelagem dos elementos do edifício, o software estima as dimensões das faces do edifício para o cálculo do coeficiente de arrasto conforme a Figura 21.

Dados do edifício

Ângulo	Largura (m)
90	17.66
270	17.66
0	14.67
180	14.67

Turbulência do vento:

Baixa  
 Alta

Altura com vento (m)

22.6

Estimar

Altura do edifício

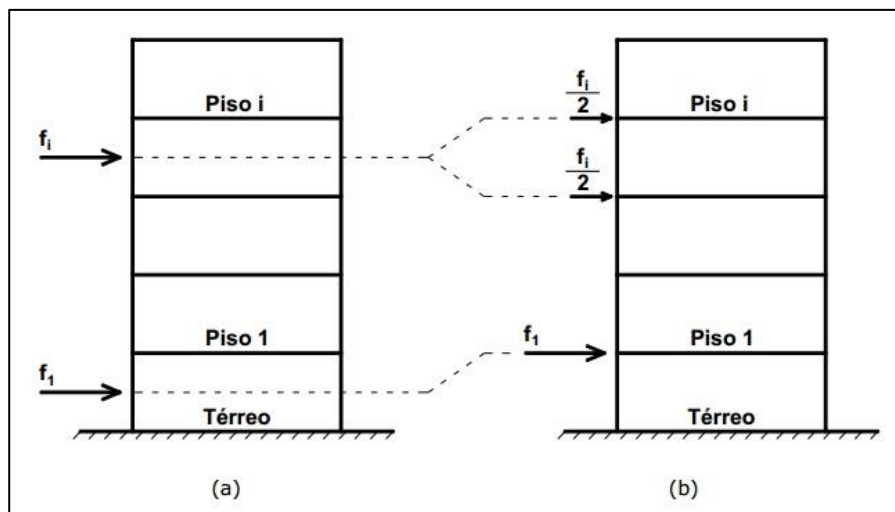
Largura na direção do vento

**Figura 21 - Cálculo dos coeficientes de arrasto**

Fonte: TQS Informática, 2016.

Como a edificação tem sua projeção das faces iguais nos sentidos do vento a 90 e 270 graus, e 0 e 180 graus, obtiveram-se coeficientes de arrasto iguais para os respectivos casos. Pode ser observada, também na Figura 21, a possibilidade de considerar vento de baixa ou alta turbulência. Foi adotado vento de baixa turbulência, o qual indica a incidência de vento perpendicularmente as faces e a altura total do edifício maior que o dobro das edificações vizinhas.

A força de arrasto é transferida para a estrutura através de aplicações de cargas nos nós. A força exercida pela pressão dinâmica nas faces da edificação é dividida entre os nós dos pavimentos, conforme pode ser observado na Figura 22.



**Figura 22 - Aplicação da carga de vento na estrutura**

Fonte: Moncayo, 2011.

A força aplicada nos nós da estrutura é uma carga concentrada equivalente a metade da força média atuante na face de cada pavimento, exceto nos nós do primeiro piso o qual recebe integralmente a força média da área na face do pavimento térreo, mais metade da força atuante na face superior, conforme pode ser observado na Figura 22.

O processo de obtenção do coeficiente de arrasto é feito toda vez que se altera a estrutura, sendo assim, esse processo se repetiu em cada exemplo.

#### 4.1.3 Combinação das ações

Para a análise dos esforços, em uma estrutura é fundamental que se considere todas as combinações de casos de carregamentos possíveis atuantes. Para

o dimensionamento, consideram-se os esforços mais desfavoráveis nos elementos entre as combinações feitas, que é chamado de envoltória de esforços.

As ações atuantes no projeto foram atribuídas em cada elemento no momento do lançamento, assim cada parcela de carga permanente e/ou variável é considerada pelo software nos casos e combinações. As cargas atribuídas no projeto, Tabela 5, possuem as seguintes denominações:

**Tabela 5 - Ações atuantes na estrutura**

<b>Caso</b>	<b>Prefixo</b>	<b>Título</b>
1	TODAS	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos
2	PP	Peso próprio
3	PERM	Permanentes
4	ACID	Acidentais
5	VENT1	Vento 1 (90°)
6	VENT2	Vento 2 (270°)
7	VENT3	Vento 3 (0°)
8	VENT4	Vento 4 (180°)

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

O software utilizado neste trabalho combina todos os casos automaticamente, aplicando os coeficientes de majoração e ponderação das ações permanentes e variáveis, para Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), conforme prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A Tabela 11.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta as combinações últimas usuais de Estado Limite Último para obtenção de esforços de cálculos dos elementos.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eg} \cdot F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_e \Psi_{0e} F_{eqk} \quad (13)$$

Onde:

$F_d$  – é o valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{gk}$  – representa as ações permanentes diretas;

$F_{ek}$  – representa as ações indiretas permanentes como a retração ( $F_{egk}$ ) e variáveis como a temperatura ( $F_{eqk}$ );

$F_{qk}$  – representa as ações variáveis diretas das quais  $F_{q1k}$  é escolhida principal;

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

$\gamma_q$  – coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELU;

$\Psi_0$  – coeficiente redutor das ações variáveis secundárias, sendo que  $\Psi_{0e}$  corresponde a retração e temperatura.

Para a realização deste trabalho, foram consideradas 4 combinações de carregamento para avaliação dos parâmetros de estabilidade global FAVt e RM2M1, envolvendo os casos de carregamentos verticais e horizontais. Para o cálculo do parâmetro  $\gamma_z$ , foram considerados os quatro casos simples de vento constatados na Tabela 6.

**Tabela 6 - Combinações do estado limite último**

	<b>Combinação</b>
<b>COMB 1</b>	1.4 (PP + PERM) + 1.4(ACID + 0.6*VENT1)
<b>COMB 2</b>	1.4 (PP + PERM) + 1.4(ACID + 0.6*VENT2)
<b>COMB 3</b>	1.4 (PP + PERM) + 1.4(ACID + 0.6*VENT3)
<b>COMB 4</b>	1.4 (PP + PERM) + 1.4(ACID + 0.6*VENT4)

**Fonte: Autoria própria, 2016.**



Observa-se na Tabela 6 que nas 4 combinações o carregamento de vento foi considerado como ação variável secundária.

Na obtenção dos deslocamentos máximos no topo de estrutura, foram consideradas as seguintes combinações de vento, multiplicados pelo fator de redução de combinações frequentes, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) para o estado de limite de serviço:

**Tabela 7 - Combinações do estado limite de serviço**

<b>Combinação de vento</b>	
<b>COMB 5</b>	0.3*VENT1
<b>COMB 6</b>	0.3*VENT2
<b>COMB 7</b>	0.3*VENT3
<b>COMB 8</b>	0.3*VENT4

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

#### 4.1.4 Modelo estrutural e Discretização

Os arranjos estruturais dos edifícios são compostos por vigas, pilares e lajes, sendo a análise feita por modelo integrado dos elementos em pórtico espacial. O modelo estrutural adotado no software é denominado modelo IV – Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios.

No modelo IV, o edifício é modelado por um pórtico espacial, sendo os pilares e vigas representados por barras que simulam a estrutura. Estes, recebem as ações verticais e horizontais. As lajes são consideradas como diafragmas rígidos, não

sofrendo efeitos gerados pelas ações horizontais, apenas as ações verticais são calculadas de acordo com o modelo adotado (TQS Informática, 2016).

Alguns dos critérios que possibilitam a flexibilização do modelo são referentes à consideração de variação na rigidez das ligações viga-pilar, à possibilidade de separar os modelos para avaliações dos ELU e ELS, ao controle, sob o coeficiente de não-linearidade física dos elementos e à consideração quanto aos efeitos construtivos.

As ligações viga-pilar foram consideradas rígidas em todos os pavimentos. Os pilares foram considerados engastados nas fundações. Os efeitos construtivos não foram considerados neste trabalho.

A forma de integração entre lajes e o pórtico espacial acontece pela transferência de carga das lajes para as vigas. As lajes são simuladas pelo método de grelhas e as barras das grelhas transferem os esforços para as vigas, constituindo a integração dos elementos no pórtico (TQS Informática, 2016).

#### 4.1.5 Concepção Estrutural e Dimensionamento

O lançamento da estrutura no software não seguiu integralmente o projeto fornecido pelo engenheiro. As lajes originalmente pré-fabricadas foram substituídas por lajes maciças em todos os pavimentos, possibilitando a supressão de algumas vigas que no projeto original sustentavam paredes internas nos pavimentos tipos. As cargas dessas paredes foram lançadas diretamente sobre as lajes na forma de carregamento linearmente distribuído.

As dimensões dos pilares e vigas foram padronizadas em cada exemplo. Para os pilares foram adotadas dimensões iguais em todas as prumadas exceto nos pilares do elevador. Esses por sua vez tiveram as seções com uma das dimensões expressivamente maior podendo ser caracterizados como pilares paredes.

O reservatório foi considerado conforme o projeto fornecido, sendo este localizado acima da cobertura, com um pé direito de 2,60 metros. A consideração da sobrecarga do reservatório foi aplicada através de uma carga distribuída no valor de 2,5 tf/m<sup>2</sup> sobre a laje de fundo do mesmo. Foi considerado esse valor para todos os casos apesar da variação da população do edifício, que resultaria em uma sobrecarga específica para cada caso.

Outro aspecto importante relacionado à utilização do edifício é o layout da garagem. Apesar do projeto original possuir espaço para três vagas de veículos, com o aumento do número de pavimentos tipo seria necessário rever o número de vagas. Para este trabalho, não se considerou a mudança do layout da garagem, manteve-se o layout original do projeto. O pavimento de garagem está localizado no subsolo tomando como referência o nível do térreo na fachada do edifício. Não foi considerada a força de empuxo do solo neste pavimento.

#### 4.1.6 Consideração da NLF

Para a obtenção dos dados da análise não linear da estrutura, a consideração da não NLF do pórtico espacial no software é feita através da aplicação de coeficiente de rigidez dos elementos.

O programa assume critérios padrão, conforme prescrito no item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que podem ser visualizados na Figura 23.

A imagem mostra uma interface de usuário com três itens de configuração, cada um com um ícone de informação (i) e um ícone de chave (🔑) à direita. Cada item possui um campo de entrada de texto centralizado em um fundo cinza claro. Os valores inseridos nos campos são 0.4, 0.8 e 0.3, respectivamente.

Componente	Coefficiente
Coeficiente de não-linearidade física p/ vigas	0.4
Coeficiente de não-linearidade física p/ pilares	0.8
Coeficiente de não-linearidade física p/ lajes	0.3

**Figura 23 - Coeficientes de não linearidade física**

Fonte: Gerenciador de critérios TQS, 2016.

## 4.2 RESULTADOS E ANÁLISE

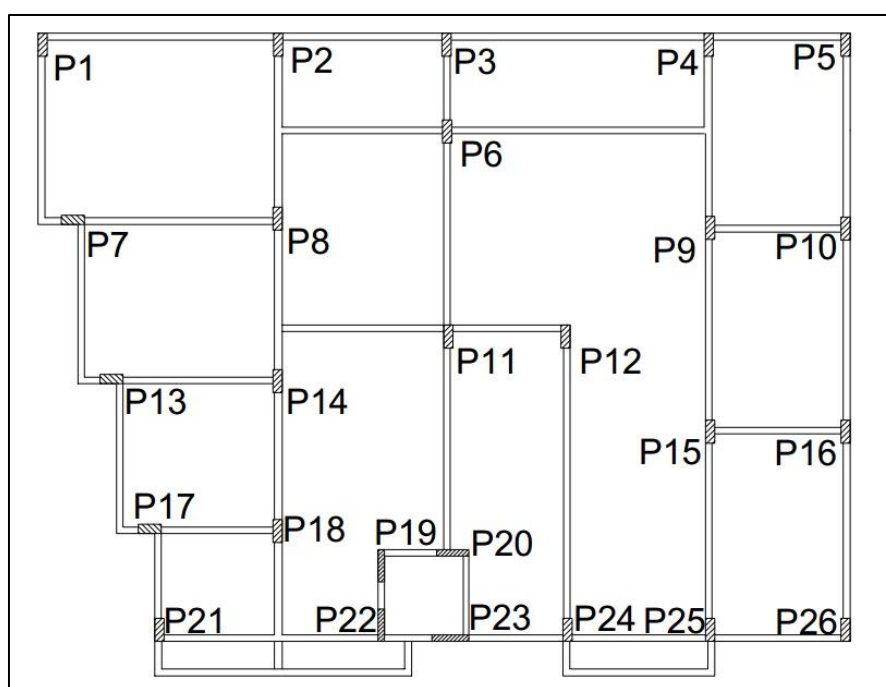
### 4.2.1 Exemplo 1

Para a primeira configuração do arranjo estrutural do estudo de caso, a edificação possui 7 pavimentos, além do pavimento do reservatório e a cobertura do reservatório. A altura total do edifício ficou com 22,60 metros.

As dimensões dos pilares, vigas e lajes foram padronizadas. Os pilares possuem dimensões 20x50cm, as vigas 15x50 cm, e as lajes com 10 cm de

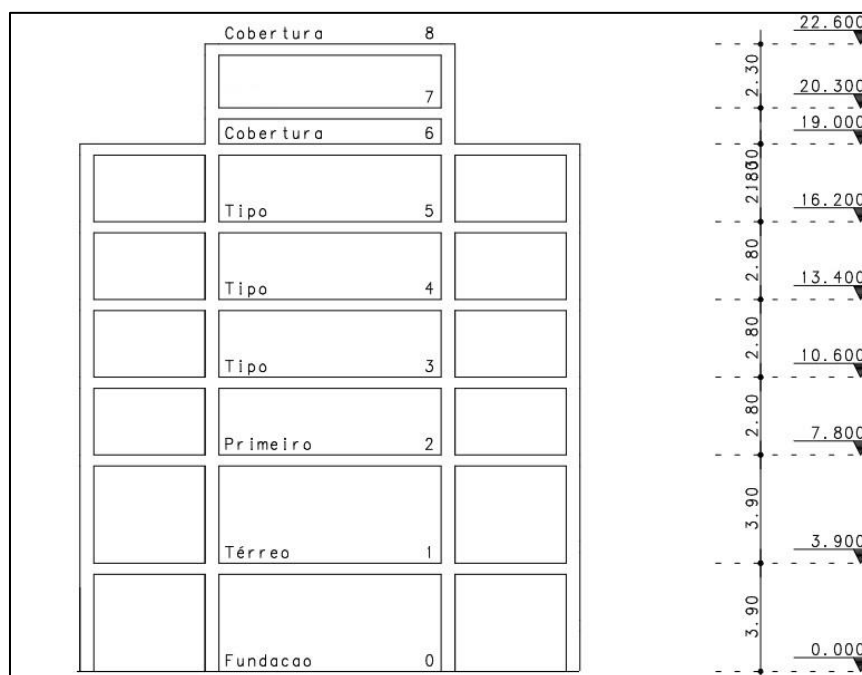
espessura. Foi considerado ainda um núcleo de rigidez, existente no projeto original, composto por 4 pilares de 15x70cm, localizados no elevador. A Figura 24 exibe a planta de formas do pavimento tipo com a disposição dos pilares e a Figura 25 exibe um corte esquemático dos pavimentos.

A Figura 26 exibe a estrutura em uma visualização 3D.



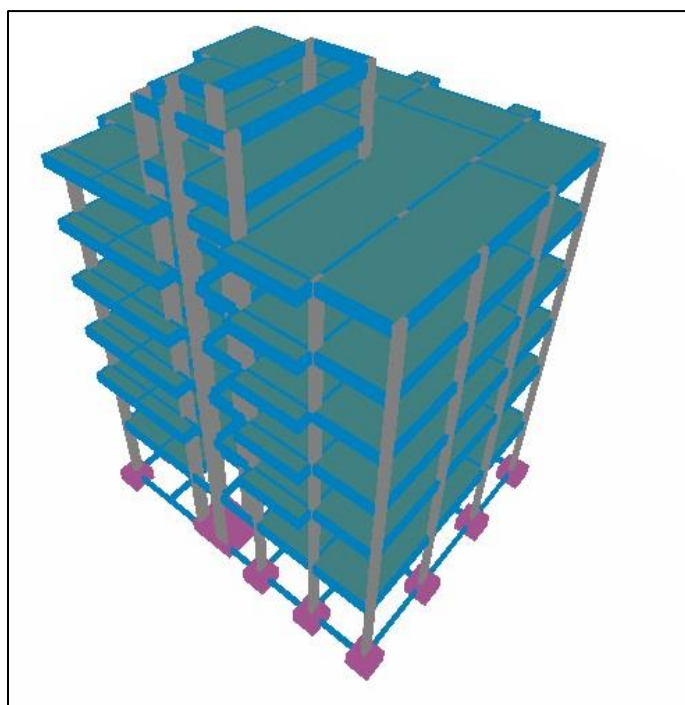
**Figura 24 - Planta de forma do pavimento tipo**

**Fonte: Autoria própria 2016.**



**Figura 25 - Corte esquemático**

Fonte: Adaptado do Gerenciador TQS, 2016.



**Figura 26 – Visualização 3D exemplo 1**

Fonte: TQS Informática, 2016.

#### 4.2.1.1 Coeficientes de Arrasto e Pressão Dinâmica

Para este exemplo, com os dados inseridos na interface de carregamento de vento, o programa chegou (Tabela 8) aos seguintes casos de valores de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica do vento:

**Tabela 8 - Incidência do vento**

<b>Caso</b>	<b>Ângulo (°)</b>	<b>Coef, arrasto</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Pressão (tf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	90	1,19	281,8	0,095
<b>2</b>	270	1,19	281,8	0,095
<b>3</b>	0	1,11	244,2	0,090
<b>4</b>	180	1,11	244,2	0,090

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Os valores obtidos de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica se repetiram para os casos de vento 90<sup>0</sup> e 270<sup>0</sup>, e 0<sup>0</sup> e 180<sup>0</sup>, pois a área de projeção da edificação ficou igual nesses casos.

#### 4.2.1.2 Parâmetros de Estabilidade

Como o objetivo principal deste trabalho é a comparação entre os parâmetros  $\gamma_z$  e FAVt, foi demonstrado o cálculo dos mesmos para este exemplo. O cálculo dos parâmetros foi feito manualmente utilizando a equação (11), reescrita aqui, e os dados retirados do memorial de cálculo do software.

Para o cálculo de  $\gamma_z$  tem-se a seguinte formulação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (11)$$

Onde:

$\Delta M_{\text{tot,d}}$  é o somatório dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$M_{1,\text{tot,d}}$  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 primeira ordem.

Lembrando que na formulação do cálculo dos parâmetros  $\gamma_z$  e FAVt, o programa considera um ponderador a favor da segurança. A razão dos coeficientes  $\chi_f / \chi_{f3}$ , com  $\chi_f = 1,4$  e,  $\chi_{f3} = 1,1$ , multiplicados por  $M_{1,\text{tot}}$ , conforme prescrito no item 15.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Portanto, os valores de  $M_{1,\text{tot}}$  foram multiplicados por 1,27.

A Tabela 8 exhibe os valores dos momentos retirados do memorial de cálculo do software:



Tabela 9 - Cálculo do  $\gamma_z$ 

Caso	M1tot	$\Delta M_{tot}$	$\gamma_z$
Vento 1 (90°)	341,2	10,9	1,0423
Vento 2 (270°)	341,2	10,9	1,0423
Vento 3 (0°)	290,9	17,9	1,0848
Vento 4 (180°)	290,9	17,9	1,0848

Fonte: Autoria própria, 2016.

O mesmo procedimento pode ser feito para a obtenção dos valores do parâmetro FAVt, Tabela 10, seguindo a mesma formulação, porém, os valores de momentos gerados por deslocamentos horizontais ficaram diferentes de quando se calcula o parâmetro  $\gamma_z$  pois, na obtenção dos momentos de  $\gamma_z$  o software considera apenas os momentos gerados por ações por horizontais, combinação simples de vento. Para a obtenção dos momentos para o cálculo do parâmetro FAVt, são incluídas as combinações com os carregamentos verticais e horizontais.

Tabela 10 - Cálculo do parâmetro FAVt

Caso	M1tot	$\Delta M_{tot}$	FAVt
COMB 1 (90°)	204,7	4,7	1,030
COMB 2 (270°)	204,7	8,4	1,055
COMB 3 (0°)	174,5	13,7	1,110
COMB 4 (180°)	174,5	7,8	1,060

Fonte: Autoria própria, 2016.

Na Tabela 11, consta um resumo de todos os parâmetros de estabilidade global após o processamento da estrutura.

Tabela 11 - Parâmetros de estabilidade global

Caso	$\gamma_z$	FAVt	RM2M1
Vento 1 (90°)	1,042	1,042	1,031
Vento 2 (270°)	1,042	1,055	1,055
Vento 3 (0°)	1,085	1,110	1,111
Vento 4 (180°)	1,085	1,085	1,064

Fonte: Autoria própria, 2016,

Observa-se que a estrutura pode ser classificada, conforme critério da NBR 6118 (ABNT, 2014), como uma estrutura de nós móveis somente na combinação 3 com vento no sentido 0°, para o valor de FAVt=1,11, superior ao limite de 1,10, nos demais casos a estrutura foi classificada de nós fixos.

Os parâmetros se repetiram em algumas situações. Os parâmetros FAVt e  $\gamma_z$  se repetiram na Tabela 12 para as combinações 1 e 4. Isso somente ocorreu, porque o coeficiente FAVt gerou um valor inferior ao  $\gamma_z$  naquelas situações, conforme pode ser observado na Tabela 11, logo, o valor de FAVt foi igualado ao  $\gamma_z$ , resultando em uma situação a favor da segurança. Nas combinações 2 e 3, os valores do parâmetro FAVt ficaram superiores a  $\gamma_z$ , logo, assumiu-se os valores do parâmetro FAVt para cálculo dos efeitos de segunda ordem.

Os valores do parâmetro RM2M1 ficaram similares aos valores do parâmetro FAVt, resultado esperado segundo Moncayo (2011). A similaridade entre os dois parâmetros está justamente na consideração do deslocamento da estrutura gerados por carregamento verticais, apesar do processo P-delta ser considerado um processo mais refinado.

A estrutura pode ser considerada mais estável no sentido de vento 0° e 180° por obterem-se valores de parâmetros de estabilidade menores. Isto é consequente

da disposição dos pilares, os quais foram dispostos em sua maioria com a seção de maior inércia da direção de vento  $90^{\circ}$  e  $270^{\circ}$ .

Para a obtenção dos esforços de segunda ordem através da multiplicação do parâmetro de estabilidade global, utilizou-se o parâmetro no pior caso,  $FAVt=1,11$ .

#### 4.2.1.3 Avaliação dos esforços de 2ª ordem

Neste exemplo, para efeitos de cálculo foi necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem somente na avaliação de estabilidade global feita através do parâmetro  $FAVt$ , por ter gerado um valor superior a 1,10.

Os pilares avaliados neste exemplo tiveram seus valores de esforços de momento gerados por ações horizontais majorados por 0,95  $FAVt$  para a obtenção dos esforços de segunda ordem na base dos mesmos. Foram considerados apenas os esforços de momento no sentido da maior inércia dos pilares (direção do vento  $90^{\circ}$  e  $270^{\circ}$  neste projeto).

O valor de cada parcela de carregamento, Tabela 12, foi obtido pelo visualizador de pórticos do software e posteriormente aplicado nas 4 combinações:

**Tabela 12 - Combinações para obtenção dos momentos de cálculo**

COMB 1	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt)*0,6*VENT1)$
COMB 2	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt)*0,6*VENT2)$
COMB 3	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt)*0,6*VENT3)$
COMB 4	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt)*0,6*VENT4)$

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Para as quatro combinações, a parcela de momento causado pelas ações horizontais foram multiplicadas pelo valor do parâmetro FAVt , ambos ainda multiplicados por 0,95.

Os momentos característicos gerados por cada parcela de carregamento da estrutura podem ser observados na Tabela 13:

**Tabela 13 - Momentos característicos na base dos pilares (KN.m)**

<b>Pilar</b>	<b>Peso próprio</b>	<b>C. permanentes</b>	<b>C. acidentais</b>	<b>V. 90°</b>	<b>V. 270°</b>	<b>V. 0°</b>	<b>V. 180°</b>
P3	0,897	0,323	1,386	27,475	-27,475	1,050	-1,050
P5	1,009	2,418	0,607	20,109	-20,109	-7,884	7,884
P11	-1,844	-8,207	-0,049	32,133	-32,133	1,409	-1,409
P14	1,371	1,937	1,635	37,319	-37,319	6,953	-6,953
P16	0,184	0,864	-0,008	23,923	-23,923	-8,750	8,750
P26	-1,045	-1,636	-1,012	20,894	-20,894	-7,359	7,359

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Os momentos na base dos pilares se repetiram nos casos de vento 90° e 270°, e 0° e 180°, alterando apenas o sentido do momento. Na Tabela 14, podem ser observados os valores de momento de primeira ordem global, utilizando-se as combinações da Tabela 12, porém, sem o multiplicador do parâmetro de estabilidade.

Tabela 14 - Momentos de primeira ordem

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4
P3	26,727	-19,431	4,530	2,766
P5	22,539	-11,245	-0,976	12,269
P11	12,853	-41,130	-12,955	-15,322
P14	38,266	-24,430	12,759	1,078
P16	21.551	-18.639	-5.894	8.806
P26	12.381	-22.721	-11.351	1.011

Fonte: Autoria própria, 2016.

Para a obtenção dos valores dos momentos de segunda ordem global foram aplicados os coeficientes de majoração a partir do parâmetro de estabilidade FAVt resultando nos valores dos esforços apresentados na Tabela 15, na coluna FAVt.

Tabela 15 - Momentos de segunda ordem global x primeira ordem (KN.m)

Pilar	COMB 1		COMB 2		COMB 3		COMB 4	
	FAVt	1a ordem	FAVt	1a ordem	FAVt	1a ordem	FAVt	1a ordem
P3	28,001	26,727	-20,706	-19,431	4,578	4,530	2,717	2,766
P5	23,471	22,539	-12,177	-11,245	-1,341	-0,976	12,635	12,269
P11	14,344	12,853	-42,620	-41,130	-12,889	-12,955	-15,387	-15,322
P14	39,997	38,266	-26,160	-24,430	13,081	12,759	0,755	1,078
P16	22,661	21,551	-19,749	-18,639	-6,300	-5,894	9,212	8,806
P26	13,350	12,381	-23,690	-22,721	-11,693	-11,351	1,353	1,011

Fonte: Autoria própria, 2016.

Os valores de momento de segunda ordem global encontrados utilizando-se o parâmetro FAVt ficaram em geral maiores que os valores de momentos de primeira ordem. Houve três exceções: na combinação 3 do pilar P11, e na combinação 4 dos pilares P3 e P14. Isso pode ser explicado pelo fato de que os carregamentos de vento geraram momentos com sentidos opostos aos demais carregamentos. Neste caso, os

valores de segunda ordem não seriam preponderantes para um possível dimensionamento dos elementos.

#### 4.2.1.4 Deslocamentos

Foram avaliados os deslocamentos máximos da estrutura no topo para as combinações de ELS (Tabela 8). A Tabela 16 exhibe os deslocamentos máximos absolutos em cada caso:

**Tabela 16 - Deslocamentos máximos topo da estrutura**

<b>Caso</b>	<b>d (cm)</b>	<b>Desloc. Relativo</b>	<b>H (m)</b>
COMB 5 (90)	0,28	H/8147	
COMB 6 (270)	0,28	H/8147	
COMB 7 (0)	0,38	H/6023	22,6
COMB 8 (180)	0,38	H/6023	

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

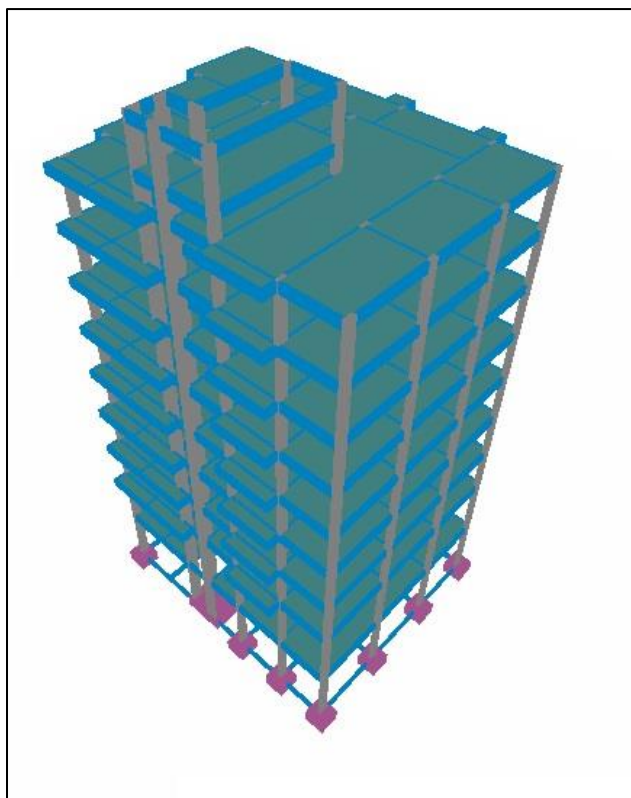
Observou-se um deslocamento maior na direção de incidência do vento  $0^{\circ}$  e  $180^{\circ}$ . Este resultado evidenciou a influência da disposição dos pilares, os quais possuem em sua maioria as seções de maior inércia na direção de vento a  $90^{\circ}$  e  $270^{\circ}$ .

O limite de deslocamento prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014) é de  $h/1700$ , portanto, o deslocamento horizontal no topo da estrutura em todas as combinações ficou dentro do limite da norma,  $h/1700 = 1,33$  cm.

#### 4.2.2 Exemplo 2

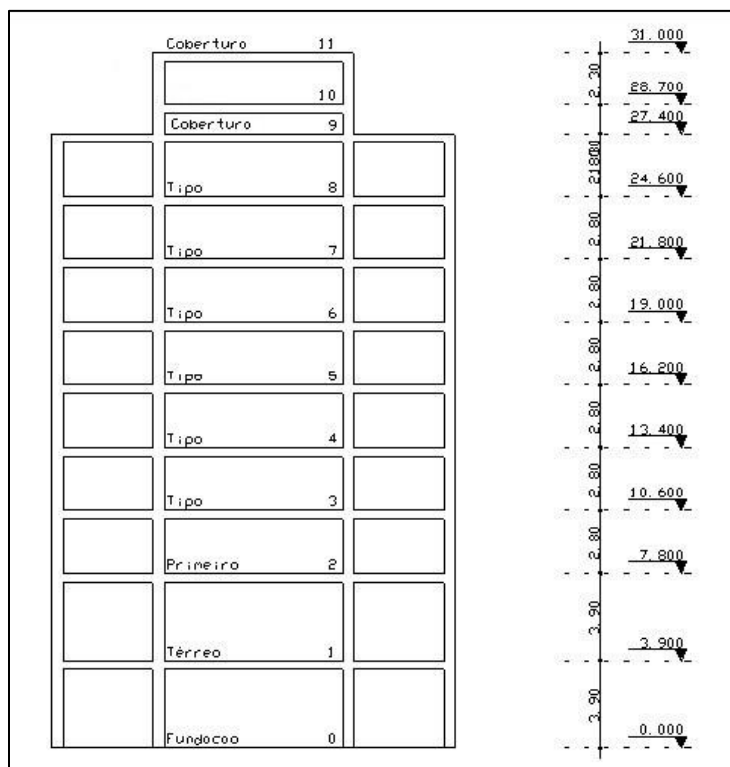
O segundo exemplo contou com as mesmas características de projeto do exemplo 1, porém, foram acrescentados mais três pavimentos para que se pudesse avaliar a influência da altura na estabilidade global para este arranjo estrutural e dar continuidade na comparação dos parâmetros de estabilidade global. A Figura 27 ilustra o pórtico 3D do edifício que ficou com 10 pavimentos mais o reservatório.

A Figura 28 exibe um corte esquemático do edifício.



**Figura 27 - Visualização 3D exemplo 2**

**Fonte: TQS Informática, 2016.**



**Figura 28 - Corte esquemático exemplo 2**

Fonte: Adaptado do Gerenciador TQS, 2016.

#### 4.2.2.1 Coeficientes de Arrasto e Pressão Dinâmica

Para este exemplo, com os dados inseridos na interface de carregamento de vento, o programa chegou aos seguintes casos de valores de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica do vento, exibidos na Tabela 17:

**Tabela 17 - Incidência do vento**

Caso	Ângulo (°)	Coef. arrasto	Área (m <sup>2</sup> )	Pressão (tf/m <sup>2</sup> )
1	90	1,25	430,2	0,110
2	270	1,25	430,2	0,110
3	0	1,16	366,2	0,103
4	180	1,16	366,2	0,103

Fonte: Autoria própria, 2016.



Os valores obtidos de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica se repetiram para os casos de vento 90<sup>o</sup> e 270<sup>o</sup>, e 0<sup>o</sup> e 180<sup>o</sup>, pois as áreas de projeção da edificação ficaram iguais nestes casos.

#### 4.2.2.2 Parâmetros de estabilidade global

Após o processamento da estrutura, foi possível extrair os parâmetros de estabilidade do edifício, conforme Tabela 18.

**Tabela 18 - Parâmetros de estabilidade global**

<b>Caso</b>	<b>yz</b>	<b>FAVt</b>	<b>RM2M1</b>
Vento 1 (90°)	1,066	1,066	1,055
Vento 2 (270°)	1,066	1,079	1,080
Vento 3 (0°)	1,131	1,157	1,159
Vento 4 (180°)	1,131	1,131	1,115

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Com o aumento do número de pavimentos, os parâmetros de estabilidade resultaram em valores maiores, como esperado. Neste exemplo, a estrutura foi classificada como uma estrutura de nós móveis nas combinações 3 e 4, tomando como referência qualquer um dos parâmetros, uma vez que seus respectivos valores ultrapassaram o limite de 1,10. Sendo assim, os efeitos de segunda ordem global precisam ser considerados. Nos demais casos a estrutura foi classificada como uma estrutura de nós fixos, conforme critério da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Em nenhum dos casos os parâmetros ultrapassaram o limite de valor de 1,30 que indicaria uma instabilidade acima do limite aceitável conforme critério da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Observou-se a divergência de valores entre os parâmetros de estabilidade. O parâmetro  $\gamma_z$  se repete nas duas direções de incidência de vento. Esse resultado era esperado, uma vez que a projeção de incidência do vento no edifício é a mesma para os casos de  $90^\circ$  e  $270^\circ$ , e  $0^\circ$  e  $180^\circ$ . O fato de o parâmetro resultar em valores maiores nos casos de vento nos sentidos  $0^\circ$  e  $180^\circ$  deve-se à disposição do sentido de maior inércia dos pilares. Pode-se considerar que o edifício ficou mais estável no sentido de incidência de vento de  $90^\circ$  e  $270^\circ$ .

A divergência de valores entre os parâmetros  $\gamma_z$  e FAVt também era esperado. Como constatado por Moncayo (2011), o coeficiente FAVt considera em seu cálculo os deslocamentos horizontais gerados por carregamento verticais. A estrutura possuía assimetria nos dois planos, além de balanços, esses fatores contribuíram para a divergência de valores entre os parâmetros.

Os valores do parâmetro FAVt foram igualados aos do  $\gamma_z$  nas combinações 1 e 4. Esta consideração indicou que os valores de FAVt foram inferiores aos do  $\gamma_z$  nestes casos, fazendo com que o programa substituísse esses valores por questão de segurança. Os valores reais obtidos do parâmetro FAVt podem ser vistos na Tabela 19.

Tabela 19 - Cálculo do parâmetro FAVt

Caso	M1tot	$\Delta M_{tot}$	FAVt
COMB 1 (90)	496	19,8	1,0534
COMB 2 (270)	496	28,7	1,0793
COMB 3 (0)	406,7	43,4	1,1568
COMB 4 (180)	406,7	30,9	1,1068

Fonte: Autoria própria, 2016.

O parâmetro RM2M1, obtido a partir do processo P-delta, resultou em valores diferente dos demais parâmetros devido sua metodologia de cálculo. Este, por se tratar de uma análise não-linear em que se obtêm os esforços finais, esforços de segunda ordem, e posteriormente, feita a verificação da estabilidade pela razão dos esforços de segunda ordem e primeira ordem. Observou-se a proximidade dos valores dos parâmetros RM2M1 e FAVt, diferentemente, dos valores de  $\gamma_z$ . Isso pode indicar que o coeficiente FAVt ficou mais próximo da realidade que o  $\gamma_z$ , sendo os dois parâmetros classificados como métodos aproximados se comparados ao processo P-delta, considerado mais rigoroso.

#### 4.2.2.3 Avaliação dos esforços de 2ª ordem

Foram obtidos os valores de momento segunda ordem na base para os mesmos pilares escolhidos no exemplo 1. Foram considerados os momentos gerados por cada parcela de carregamento e posteriormente aplicados nas combinações. A

Tabela 20 exibe os momentos na base dos pilares selecionados para este trabalho para cada parcela de carregamento.

**Tabela 20 - Momentos característicos na base dos pilares (KN.m)**

<b>Pilar</b>	<b>Peso próprio</b>	<b>C. permanentes</b>	<b>C. acidentais</b>	<b>V. 90°</b>	<b>V. 270°</b>	<b>V. 0°</b>	<b>V. 180°</b>
P3	0,898	0,300	1,394	49,301	-49,301	1,858	-1,858
P5	1,016	2,423	0,613	35,859	-35,859	14,667	-14,667
P11	-0,215	-0,870	-0,055	57,904	-57,904	2,640	-2,640
P14	1,34408	1,8885	1,6227	64,045	-64,045	12,2550	-12,255
P16	0,0178	0,8461	-0,0062	40,7000	-40,7000	-15,6670	15,667
P26	-1,0488	-1,6487	-1,0108	35,4470	-35,4470	-13,1416	13,142

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Após a obtenção dos momentos na base dos pilares devido a cada uma das parcelas de carregamento, com as combinações da Tabela 22 foram obtidos os valores de momento de primeira ordem e posteriormente os valores de momento de segunda ordem, vistos nas tabelas 22 e 23, respectivamente.

**Tabela 21 - Combinações para obtenção dos momentos de cálculo**

<b>COMB 1</b>	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt \text{ ou } \gamma z)*0,6*VENT1)$
<b>COMB 2</b>	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt \text{ ou } \gamma z)*0,6*VENT2)$
<b>COMB 3</b>	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt \text{ ou } \gamma z)*0,6*VENT3)$
<b>COMB 4</b>	$1,4*(PP + PERM) + 1,4*(ACID + 0,95*(FAVt \text{ ou } \gamma z)*0,6*VENT4)$

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

**Tabela 22 - Momentos de primeira ordem global**

	<b>COMB 1</b>	<b>COMB 2</b>	<b>COMB 3</b>	<b>COMB 4</b>
P3	45,042	-37,784	5,190	2,069
P5	35,793	-24,449	17,992	-6,648
P11	47,044	-50,235	0,622	-3,813
P14	60,595	-47,000	17,092	-3,497
P16	35,389	-32,987	-11,959	14,361
P26	24,584	-34,967	-16,231	5,847

**Fonte: Aatoria própria, 2016.**

Na obtenção dos esforços de primeira ordem, a parcela de  $0,95 \gamma_z$  ou  $0,95 FAVt$  não foram considerados no cálculo. Os valores dos parâmetros de estabilidade para a obtenção dos esforços de segunda ordem foram os valores de cada parâmetro no seu pior caso:  $\gamma_z=1,131$  e  $FAVt=1,157$ . A Tabela 23 exhibe os valores de segunda ordem global para os esforços nos pilares selecionados neste caso de estudo.

**Tabela 23 - Momento de segunda ordem global (KN.m)**

<b>Pilar</b>	<b>COMB 1</b>		<b>COMB 2</b>		<b>COMB 3</b>		<b>COMB 4</b>	
	<b><math>\Gamma_z</math></b>	<b>FAVt</b>	<b><math>\Gamma_z</math></b>	<b>FAVt</b>	<b><math>\Gamma_z</math></b>	<b>FAVt</b>	<b><math>\Gamma_z</math></b>	<b>FAVt</b>
P3	48,132	49,139	-40,874	-41,881	5,307	5,345	1,952	1,914
P5	38,041	38,773	-26,697	-27,429	18,912	19,211	-7,568	-7,867
P11	50,673	51,856	-53,864	-55,047	0,787	0,841	-3,978	-4,032
P14	64,610	65,918	-51,015	-52,323	17,860	18,110	-4,265	-4,515
P16	37,940	38,771	-35,538	-36,369	-12,941	-13,261	15,343	15,663
P26	26,806	27,530	-37,189	-37,913	-17,054	-17,323	6,671	6,939

**Fonte: Aatoria própria, 2016.**

Observou-se a divergência dos valores obtidos pelos diferentes parâmetros de estabilidade, como esperado. Os esforços finais de segunda ordem global para os momentos na base dos pilares ficaram em média 2,23% superiores para as combinações 1 e 2 com a utilização do parâmetro FAVt como coeficiente de multiplicação, se comparados aos valores obtidos com os valores obtidos adotando o parâmetro  $\gamma_z$ . Para a mesma comparação, mas na combinação 3, os valores dos momentos ficaram em média 2,49 % superiores, exceto o valor de momento do P11, o qual ficou 6,4% maior.

Na combinação 4, a comparação dos valores de momento obtidos pelos diferentes parâmetros resultou em uma diferença média de 3,18%, com o valor superior obtido através do parâmetro FAVt, exceto para o pilar P3, o qual resultou em um valor de momento inferior para o parâmetro FAVt se comparado ao valor obtido com  $\gamma_z$ . Esta exceção pode ser justificada na análise das combinações para obtenção dos respectivos valores. A parcela de atuação da força horizontal gerou um momento com sentido oposto aos momentos gerados pelos demais carregamentos, como explicados a seguir:

$$Md_{\gamma_z} = 1,4 (0,898 + 0,3) + 1,4 (1,394 + 0,95 * 1,131 * -1,858) = 1,952 \text{ KN.m}$$

$$Md_{FAVt} = 1,4 (0,898 + 0,3) + 1,4 (1,394 + 0,95 * 1,57 * -1,858) = 1,914 \text{ KN.m}$$

Pelas equações percebeu-se que o valor de carregamento horizontal não foi preponderante no cálculo dos momentos de cálculo.

#### 4.2.2.4 Deslocamentos

Foram avaliados os deslocamentos máximos da estrutura no topo para as combinações de ELS. A Tabela 24 exhibe os deslocamentos máximos absolutos em cada caso:

**Tabela 24 - Deslocamentos máximos topo da estrutura**

<b>Caso</b>	<b>d (cm)</b>	<b>Deslc. Relativo</b>	<b>H (m)</b>
COMB 5 (90°)	0,72	H/4327	31,00
COMB 6 (270°)	0,72	H/4327	
COMB 7 (0°)	0,91	H/3419	
COMB 8 (180°)	0,91	H/3419	

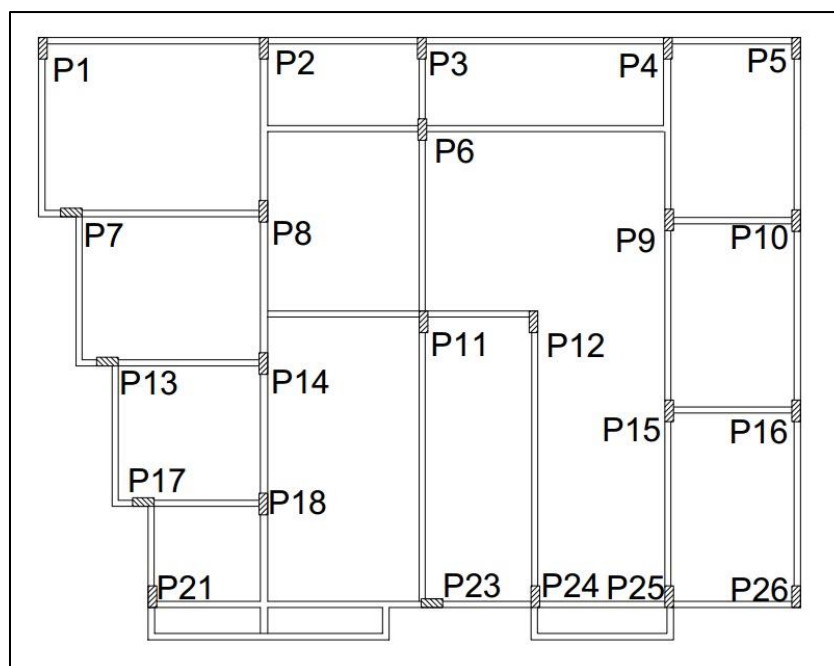
**Fonte: Aatoria própria, 2016.**

Observou-se um deslocamento maior na direção de incidência do vento 0° e 180°. Este resultado pode evidenciar a influência da disposição dos pilares, os quais possuem, em sua maioria, as seções de maior inercia na direção 90° e 270°.

O limite de deslocamento prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014) é de  $h/1700$ , portanto, o deslocamento horizontal no topo da estrutura em todas as combinações ficou dentro do limite da norma,  $h/1700 = 1,82$  cm.

### 4.2.3 Exemplo 3

No terceiro exemplo se avaliou os parâmetros de estabilidade global do edifício com 7 pavimentos, igual ao exemplo 1, mas neste exemplo sem a presença no núcleo rígido no elevador. Os pilares focaram todos com seção de 20 x 50 cm, as vigas com 15 x 50 cm, e as lajes com espessura de 10 cm. A Figura 29 ilustra a forma do pavimento tipo com a disposição dos pilares e vigas.

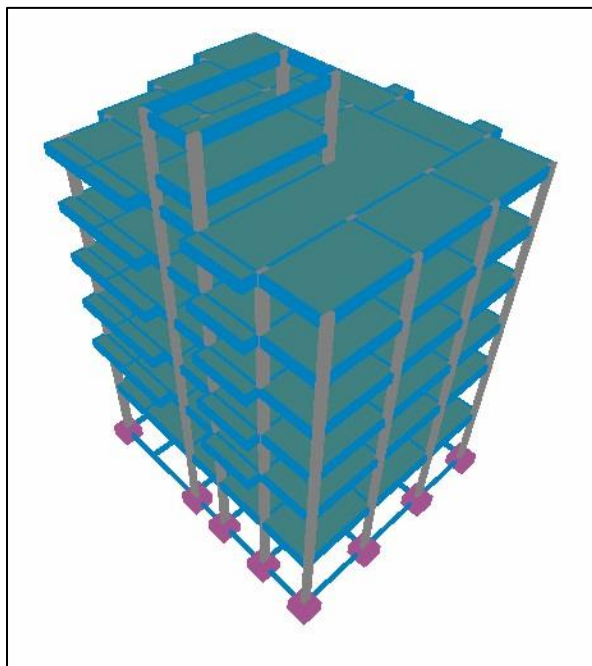


**Figura 29 - Disposição dos pilares exemplo 3**

**Fonte: Autoria própria 2016.**

A Figura 30 exibe uma visualização 3D do edifício.





**Figura 30 - Visualização 3D exemplo 3**

**Fonte: Autoria própria 2016.**

#### 4.2.3.1 Coeficientes de Arrasto e Pressão Dinâmica

Para este exemplo, os dados de entrada foram os mesmos do exemplo 1, portanto os valores de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica do vento foram os mesmos e podem ser visualizados na Tabela 25:

**Tabela 25 - Incidência do vento**

<b>Caso</b>	<b>Ângulo (°)</b>	<b>Coef. arrasto</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Pressão (tf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>5</b>	90	1,19	276,8	0,095
<b>6</b>	270	1,19	276,8	0,095
<b>7</b>	0	1,11	244,2	0,090
<b>8</b>	180	1,11	244,2	0,090

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Os valores obtidos de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica de repetiram para os casos de vento  $90^{\circ}$  e  $270^{\circ}$ , e  $0^{\circ}$  e  $180^{\circ}$ , pois a área de projeção da edificação ficou igual nestes casos.

#### 4.2.3.2 Parâmetros de estabilidade global

Após o processamento da estrutura, Tabela 26, extraíram-se os seguintes valores dos parâmetros de estabilidade global.

**Tabela 26 - Parâmetros de estabilidade global**

<b>Caso</b>	<b><math>\gamma_z</math></b>	<b>FAVt</b>	<b>RM2M1</b>
COMB 1 (90)	1,052	1,052	1,038
COMB 2 (270)	1,052	1,068	1,068
COMB 3 (0)	1,101	1,118	1,120
COMB 4 (180)	1,101	1,101	1,089

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

A partir da Tabela 26 classificou-se a edificação em estruturas de nós móveis para as combinações 3 e 4, por terem seus parâmetros de estabilidade global com valores acima de 1,10. Para as outras combinações, a edificação foi classificada com estruturas de nós fixos, podendo ter os efeitos de segunda ordem desprezados.

Neste exemplo ocorreu novamente do parâmetro FAVt ter seu valor inferior se comparado com o valor parâmetro  $\gamma_z$ , para as combinações 1 e 4, então, o

programa iguala os valores automaticamente ao parâmetro  $\gamma_z$ , a favor da segurança.

Os valores reais de FAVt podem ser observados na Tabela 27

**Tabela 27 - Cálculo do parâmetro FAVt**

<b>Caso</b>	<b>M1tot</b>	<b><math>\Delta M_{tot}</math></b>	<b>FAVt</b>
Vento 1 (90)	197,4	5,5	1,037
Vento 2 (270)	197,4	9,9	1,068
Vento 3 (0)	174,5	14,5	1,118
Vento 4 (180)	174,5	10,7	1,084

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Nas combinações 1 e 4, o parâmetro FAVt teve seu valor 1,45% e 1,5% respectivamente menor, se comparado aos valores do parâmetro  $\gamma_z$ . Isso indica que o edifício seria menos estável na avaliação da estabilidade global com a utilização do parâmetro FAVt.

Ainda se constatou novamente a semelhança dos valores do parâmetro FAVt e RM2M1, como já estudado e verificado por Moncayo (2011).

#### 4.2.3.3 Avaliação dos esforços de 2ª ordem

Seguindo mesmo processo dos exemplos 1 e 2, foram obtidos os valores de momento na base dos pilares para cada uma das parcelas de carregamento atuantes na estrutura, Tabela 28.

**Tabela 28 – Momentos característicos na base dos pilares (KN.m)**

Pilar	Peso próprio	C. permanetes	C. acidentais	V. 90	V. 270	V. 0	V. 180
P3	0,657	0,049	1,099	33,983	-33,983	1,437	-1,437
P5	0,820	2,024	0,491	22,179	-22,179	-2,199	2,199
P11	2,797	3,225	2,881	39,794	-39,794	0,665	-0,665
P14	2,06048	3,12123	2,33152	45,751	-45,751	3,5663	-3,566
P16	-0,0396	0,4232	-0,1313	25,1364	-25,1364	-1,9770	1,977
P26	-1,2093	-2,0552	-1,1194	21,9358	-21,9358	-1,3298	1,330

Fonte: Aatoria própria, 2016.

A partir dos esforços característicos de momentos na base dos pilares, Tabela 28, se obteve os valores de momentos de primeira ordem utilizando-se as combinações da Tabela 21. Os esforços de primeira ordem na Tabela 29:

**Tabela 29 - Momentos de primeira ordem global**

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4
P3	31,073	-26,019	3,734	1,320
P5	23,298	-13,962	2,821	6,515
P11	45,891	-20,963	13,022	11,905
P14	48,949	-27,912	13,514	7,523
P16	21,468	-20,761	-1,307	2,014
P26	12,289	-24,564	-7,254	-5,020

Fonte: Aatoria própria, 2016.

Após o cálculo dos momentos de primeira ordem global, utilizou-se dos valores da Tabela 29 para o cálculo dos momentos de segunda ordem global ar aos pilares selecionados.

**Tabela 30 - Momento de segunda ordem global (KN.m)**

Pilar	Vento 1		Vento 2		Vento 3		Vento 4	
	$\Gamma_z$	FAVt	$\Gamma_z$	FAVt	$\Gamma_z$	FAVt	$\Gamma_z$	FAVt
P3	32,384	32,845	-27,330	-27,791	3,789	3,809	1,265	1,245
P5	24,154	24,455	-14,818	-15,119	2,736	2,706	6,600	6,630
P11	47,426	47,966	-22,498	-23,038	13,048	13,057	11,880	11,871
P14	50,714	51,335	-29,677	-30,298	13,652	13,700	7,385	7,337
P16	22,437	22,779	-21,731	-22,072	-1,384	-1,411	2,090	2,117
P26	13,135	13,433	-25,410	-25,707	-7,306	-7,324	-4,969	-4,951

Fonte: A autoria própria, 2016.

Os valores de momento de segunda ordem para este exemplo ficaram em média 1,3% maiores quando utilizado o parâmetro de estabilidade global FAVt, nas combinações 1 e 2. Nos demais combinações, houve uma alternância entre os valores obtidos pelos diferentes parâmetros. Para o pilar P5, na combinação 3, e para os pilares P14 e P16, na combinação 4, os valores de momentos de segunda ordem ficaram inferiores quando utilizado o parâmetro FAVt. Nos demais pilares para as combinações 3 e 4, os valores de momento calculado a partir do parâmetro FAVt ficaram em média 0,76% superiores.

#### 4.2.3.4 Deslocamentos

Foram avaliados os deslocamentos máximos da estrutura no topo para as combinações de ELS. A Tabela 31 exibe os deslocamentos máximos absolutos em cada caso:

**Tabela 31 - Deslocamentos máximos no topo da estrutura**

<b>Caso</b>	<b>d (cm)</b>	<b>Relativo H total</b>	<b>H (m)</b>
COMB 5 (90)	0,32	H/6994	
COMB 6 (270)	0,32	H/6994	
COMB 7 (0)	0,43	H/5202	22,6
COMB 8 (180)	0,43	H/5202	

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Observou-se novamente um deslocamento maior na direção de incidência do vento 0° e 180°. Este resultado pode evidenciar a influência da disposição dos pilares, os quais possuem as seções de maior inercia na direção 90° e 270°.

O limite de deslocamento prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014) é de  $h/1700$ , portanto, o deslocamento horizontal no topo da estrutura em todas as combinações ficou dentro do limite da norma,  $h/1700 = 1,33$  cm.

#### 4.2.4 Exemplo 4

No quarto exemplo avaliaram-se os parâmetros de estabilidade global do edifício com 10 pavimentos, igual ao exemplo 2, mas neste exemplo sem a presença no núcleo rígido no elevador. Os pilares mantiveram a de seção de 20 x 50 cm, as vigas com 15 x 50 cm, e as lajes com espessura de 10 cm. A Figura 31 ilustra a forma do pavimento tipo com a disposição dos pilares e vigas.

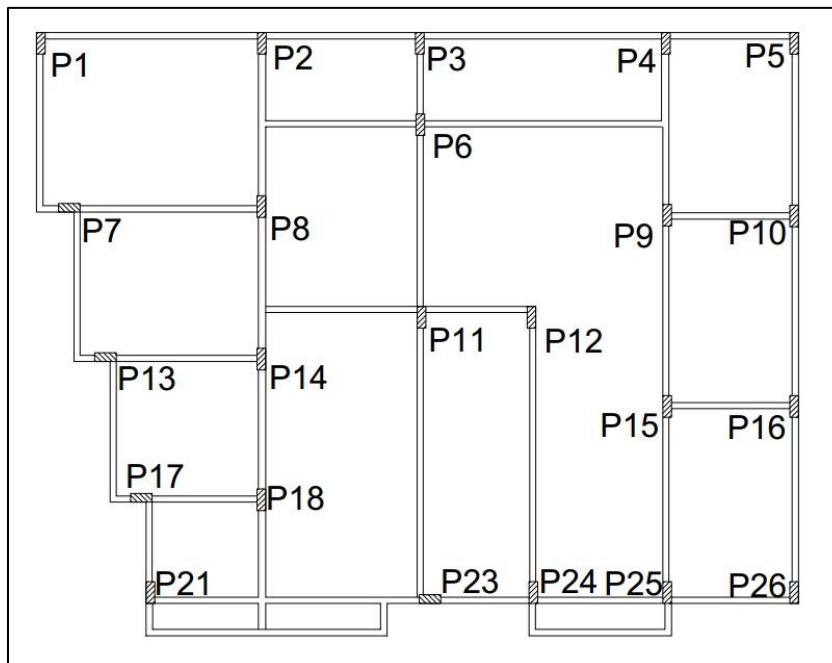


Figura 31 - Disposição dos pilares exemplo 3

Fonte: Autoria própria 2016.

A Figura 32 exibe uma visualização 3D do edifício.

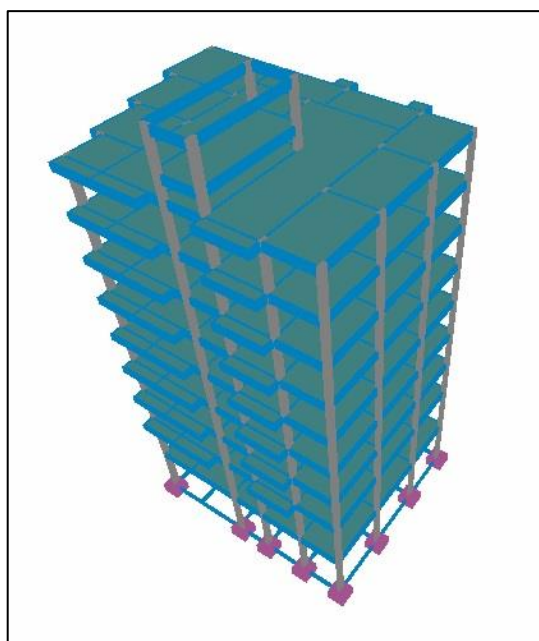


Figura 32 - Visualização 3D exemplo 3

Fonte: Autoria própria 2016.

#### 4.2.4.1 Coeficientes de Arrasto e Pressão Dinâmica

Para este exemplo, os dados de entrada foram os mesmos do exemplo 2, portanto os valores de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica do vento foram os mesmos, Tabela 32.

**Tabela 32 - Incidência do vento**

<b>Caso</b>	<b>Ângulo (°)</b>	<b>Coef. arrasto</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Pressão (tf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>5</b>	90	1,25	430,2	0,110
<b>6</b>	270	1,25	430,2	0,110
<b>7</b>	0	1,16	366,2	0,103
<b>8</b>	180	1,16	366,2	0,103

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Os valores obtidos de coeficiente de arrasto e pressão dinâmica de repetiram para os casos de vento 90<sup>0</sup> e 270<sup>0</sup>, e 0<sup>0</sup> e 180<sup>0</sup>, pois a área de projeção da edificação ficou igual nestes casos.

#### 4.2.4.2 Parâmetros de estabilidade global

Após o processamento da estrutura, extraíram-se os seguintes valores dos parâmetros de estabilidade global.



Tabela 33 - Parâmetros de estabilidade global

Caso	$\gamma_z$	FAVt	RM2M1
COMB 1 (90°)	1,079	1,079	1,067
COMB 2 (270°)	1,079	1,095	1,096
COMB 3 (0°)	1,154	1,169	1,176
COMB 4 (180°)	1,154	1,154	1,149

Fonte: Autoria própria, 2016.

A partir da Tabela 33 classificou-se a edificação em estruturas de nós móveis para as combinações 3 e 4, por terem seus parâmetros de estabilidade global com valores acima de 1,10. Para as outras combinações, a edificação foi classificada com estruturas de nós fixos, podendo ter os efeitos de segunda ordem desprezados.

Neste exemplo ocorreu novamente do parâmetro FAVt ter seu valor inferior se comparado com o valor parâmetro  $\gamma_z$ , para as combinações 1 e 4, então, o programa iguala os valores automaticamente ao parâmetro  $\gamma_z$ , a favor da segurança. Os valores reais de FAVt podem ser observados na Tabela 34.

Tabela 34 - Cálculo do parâmetro FAVt

Caso	M1tot	$\Delta M_{tot}$	FAVt
COMB 1 (90°)	483,8	23	1,064
COMB 2 (270°)	483,8	33	1,095
COMB 3 (0°)	406,7	46,3	1,169
COMB 4 (180°)	406,7	39,1	1,139

Fonte: Autoria própria, 2016.

Nas combinações 1 e 4, o parâmetro FAVt teve seu valor 1,4% e 1,28% respectivamente menor, se comparado aos valores do parâmetro  $\gamma_z$ .

Ainda se constatou novamente a semelhança dos valores do parâmetro FAVt e RM2M1, como já estudado e verificado por Moncayo (2011).

#### 4.2.4.3 Avaliação dos esforços de 2ª ordem

Seguindo mesmo processo dos exemplos 1 e 2, foram obtidos os valores de momento na base dos pilares para cada uma das parcelas de carregamento atuantes na estrutura.

**Tabela 35 – Momentos característicos na base dos pilares (KN.m)**

<b>Pilar</b>	<b>Peso próprio</b>	<b>C. permanentes</b>	<b>C. acidentais</b>	<b>V. 90</b>	<b>V. 270</b>	<b>V. 0</b>	<b>V. 180</b>
P3	0,661	0,042	0,011	61,226	-61,226	2,639	-2,639
P5	0,824	2,033	0,491	39,736	-39,736	-4,883	4,883
P11	2,783	3,214	2,878	71,891	-71,891	1,429	-1,429
P14	2,041	3,097	2,319	82,782	-82,782	7,165	-7,165
P16	-0,049	0,411	-0,136	45,156	-45,156	4,649	-4,649
P26	-1,218	-2,068	-1,123	39,303	-39,303	-3,361	3,361

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

A partir dos esforços característicos da Tabela 35, realizaram-se as combinações da Tabela 28 para a obtenção dos valores de primeira ordem global na base dos pilares selecionados, apresentados na Tabela 36.

**Tabela 36 - Momentos de primeira ordem global**

	<b>COMB 1</b>	<b>COMB 2</b>	<b>COMB 3</b>	<b>COMB 4</b>
P3	52,430	-50,429	3,217	-1,216
P5	38,066	-28,691	0,586	8,790
P11	72,813	-47,963	13,625	11,225
P14	79,979	-59,094	16,461	4,423
P16	38,247	-37,615	4,221	-3,590
P26	26,841	-39,189	-8,998	-3,351

**Fonte: Aatoria própria, 2016.**

Após o cálculo dos momentos de primeira ordem global, seguiu-se para o cálculo dos momentos de segunda ordem global ar aos pilares selecionados, apresentados na Tabela 37.

**Tabela 37 - Momento de segunda ordem global (KN.m)**

<b>Pilar</b>	<b>COMB 1</b>		<b>COMB 2</b>		<b>COMB 3</b>		<b>COMB 4</b>	
	<b>γ<sub>Z</sub></b>	<b>FAVt</b>	<b>γ<sub>Z</sub></b>	<b>FAVt</b>	<b>γ<sub>Z</sub></b>	<b>FAVt</b>	<b>γ<sub>Z</sub></b>	<b>FAVt</b>
P3	57,380	58,117	-55,379	-56,115	3,430	3,462	-1,429	-1,461
P5	41,279	41,756	-31,903	-32,381	0,191	0,132	9,185	9,243
P11	78,626	79,490	-53,776	-54,640	13,741	13,758	11,109	11,092
P14	86,671	87,667	-65,787	-66,783	17,040	17,126	3,844	3,758
P16	41,898	42,441	-41,266	-41,809	4,597	4,653	-3,965	-4,021
P26	30,018	30,491	-42,367	-42,840	-9,269	-9,310	-3,079	-3,039

**Fonte: Aatoria própria, 2016.**

Os valores de momento de segunda ordem para este exemplo ficaram em média 1,3% maiores quando utilizado o parâmetro de estabilidade global FAVt, nas combinações 1 e 2. Nos demais combinações, houve uma alternância entre s valores obtidos pelos diferentes parâmetros. Para os pilares P14 e P16, na combinação

quatro, os valores de momentos de segunda ordem ficaram inferiores. Para o pilar P5, na combinação 3, o valor de momento calculado a partir do parâmetro  $\gamma_z$  ficou 44% maior. Nos demais pilares para as combinações 3 e 4, os valores de momento calculado a partir do parâmetro FAVt ficaram em média 1% superiores.

#### 4.2.4.4 Deslocamentos

Foram avaliados os deslocamentos máximos da estrutura no topo para as combinações de ELS. A Tabela 38 exibe os deslocamentos máximos absolutos em cada caso:

**Tabela 38 - Deslocamentos máximos no topo da estrutura**

<b>Caso</b>	<b>d (cm)</b>	<b>Relativo H total</b>	<b>H (m)</b>
COMB 5 (90)	0,82	H/3798	
COMB 6 (270)	0,82	H/3798	
COMB 7 (0)	1,01	H/3079	31,00
COMB 8 (180)	1,01	H/3079	

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

Observou-se novamente um deslocamento maior na direção de incidência do vento 0° e 180°. Este resultado pode evidenciar a influência da disposição dos pilares, os quais possuem as seções de maior inércia na direção 90° e 270°.

O limite de deslocamento prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014) é de  $h/1700$ , portanto, o deslocamento horizontal no topo da estrutura em todas as combinações ficou dentro do limite da norma,  $h/1700 = 1,82$  cm.

#### 4.2.5 Comparação dos Resultados Entre os Exemplos

Os resultados dos parâmetros de estabilidade global obtidos para os quatro exemplos podem ser observados na Tabela 39.

**Tabela 39 - Parâmetros de estabilidade global**

	<b>Caso</b>	<b><math>\gamma_z</math></b>	<b>FAVt</b>	<b>RM2M1</b>
Exemplo 1	Vento 1 (90°)	1,042	1,042	1,031
	Vento 2 (270°)	1,042	1,055	1,055
	Vento 3 (0°)	1,085	1,111	1,111
	Vento 4 (180°)	1,085	1,085	1,064
Exemplo 2	Vento 1 (90°)	1,066	1,066	1,055
	Vento 2 (270°)	1,066	1,079	1,080
	Vento 3 (0°)	1,131	1,157	1,159
	Vento 4 (180°)	1,131	1,131	1,115
Exemplo 3	Vento 1 (90°)	1,052	1,052	1,038
	Vento 2 (270°)	1,052	1,068	1,068
	Vento 3 (0°)	1,101	1,118	1,120
	Vento 4 (180°)	1,101	1,101	1,089
Exemplo 4	Vento 1 (90°)	1,079	1,079	1,067
	Vento 2 (270°)	1,079	1,095	1,096
	Vento 3 (0°)	1,154	1,169	1,176
	Vento 4 (180°)	1,154	1,154	1,149

Observou-se que houve um acréscimo nos valores dos parâmetros quando se aumentou o número de pavimento e quando se eliminou o núcleo rígido, resultado já esperado uma vez que as alterações realizadas em cada exemplo modificaram fatores que provocaram diminuição da estabilidade global. A alteração da estrutura do exemplo 1 para o exemplo 2, foi aumentado o número de pavimentos. Isso tornou o edifício mais esbelto, e conseqüentemente, menos estável.

As alterações do modelo estrutural do primeiro exemplo para o terceiro exemplo, e do segundo para o quarto exemplo, foram a supressão do núcleo rígido, resultando em valores de parâmetros de estabilidades superiores.

A Tabela 40 exhibe os valores de parâmetros de estabilidades para as situações mais desfavoráveis, valores estes que foram utilizados para a obtenção dos valores de momentos de segunda ordem global nos pilares estudados.

**Tabela 40 - Valores dos parâmetros para análise de segunda ordem global**

	$\gamma_z$	FAVt	RM2M1
Exemplo 1	1,085	1,111	1,111
Exemplo 2	1,131	1,157	1,159
Exemplo 3	1,052	1,118	1,12
Exemplo 4	1,154	1,169	1,176

**Fonte: Autoria própria, 2016.**

A diferença dos valores do parâmetro FAVt para o parâmetro  $\gamma_z$  ficaram na ordem de 1,84%. O exemplo com maior discrepância entre os valores dos parâmetros foi o exemplo 1, com 2,34%.

A utilização do parâmetro FAVt, por estar próximo dos valores dos parâmetros RM2M1, nos mostraram que uma modelagem com a utilização deste parâmetro é mais segura.

Apesar do baixo número de exemplos realizados, foi possível chegar a resultados também encontrados por Moncayo (2010), o que valida o experimento realizado neste trabalho.

## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo geral a análise da estabilidade global de estrutura em concreto armado com emprego dos parâmetros de estabilidade  $\gamma_z$  e FAVt. Para isto, houve a necessidade do conhecimento de diversos aspectos relacionados a projeto e análise de estruturas em concreto armado o que permitiu o aprofundamento, além da experiência prática no software utilizado.

Foi possível levantar na revisão bibliográfica, os principais aspectos relacionados a análise estrutural, estabilidade global de edifícios, parâmetro de estabilidade e fatores que influenciam na estabilidade global, e posterior aplicação dos mesmos.

O objetivo principal do trabalho relacionado à análise da estabilidade global com os diferentes parâmetros foi alcançado satisfatoriamente. Os dados obtidos no software após o processamento da estrutura evidenciaram o que foi buscado na pesquisa teórica quanto ao uso dos parâmetros de estabilidade global  $\gamma_z$  e FAVt. Foi possível exemplificar a diferença na obtenção dos diferentes parâmetros de estabilidade citados.

Tomando o parâmetro de estabilidade global RM2M1 como referência, por se tratar de um método mais rigoroso quando comparado aos demais métodos aproximados, observou-se que o parâmetro FAVt foi o que mais se assemelhou. O parâmetro  $\gamma_z$  demonstrou resultados satisfatórios como esperado, por serem métodos já estudados por diversos autores e normatizados. Sendo assim, a utilização do parâmetro FAVt pode ser considerado mais seguro para modelagem estruturais em concreto armado, quando a estrutura possuir características assimétricas.



Os fatores que influenciam a estabilidade global puderam ser demonstrados nos diferentes casos utilizados no trabalho. As dimensões dos elementos, disposição em planta, presença de simetria na estrutura, consideração de carregamentos e presença de balanços foram fatores que puderam ser observados na análise da estabilidade global.

O uso de software como ferramenta auxiliar para o projetista se mostrou eficiente para a análise estrutural, uma vez que o processamento da estrutura disponibilizou prontamente os resultados de esforços atuantes na estrutura. Cabe ressaltar que muitos critérios de projeto precisam ser estudados para que se consiga uma modelagem mais próxima possível da realidade e, o desenvolvimento de um projeto executivo de qualidade. Outro ponto relacionado à ferramenta de modelagem é o quão “aberto” é o software, para que o projetista consiga acompanhar passo-a-passo o memorial de cálculo executado pelo programa.

Concluiu-se que, para que um projeto estrutural obtenha uma solução satisfatória quanto a estabilidade global, o projetista necessita do conhecimento acerca de análise não linear estrutural para que se possa partir desde a concepção inicial com princípios acerca dos fatores que influenciam o surgimento de efeitos de segunda ordem globais. Além de se ter um profundo conhecimento do software utilizado para a modelagem do projeto, para que se possa adotar critérios que realmente reflitam o comportamento estrutural dentro da realidade de execução do mesmo.

## REFERÊNCIAS

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

\_\_\_\_\_ **NBR 8522** - Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_ **NBR 6120** – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_ **NBR 6123** – Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_ **NBR 8681** - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

CARMO, Regina. Maria. Dos Santos. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995.112 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP. 1995. Disponível em: < <http://goo.gl/tnvIT1> > Acessado 03/06/2016

CICOLIN, Luiz Antonio Betin. **Estabilidade em edifícios de concreto armado em lajes planas**. 2007. 84 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2007. Disponível em: < <http://goo.gl/zFcmOv> > Acessado em 03/06/2016

FACHIN, Odília. **Fundamentos de Metodologia**. 3ª ed. São Paulo: Saraiva, 2001.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 120fls. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2005. Disponível em: < <http://goo.gl/SL7544> > Acessado em 03/06/2016

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4ª Edição. São Paulo: Atlas, 2002.

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

LIMA, Juliana Soares. **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. 225p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP. 2001. Disponível em: < <http://goo.gl/vPpDB1> > Acessado em 03/06/2016

LINS, Fernando de Faria Vacchio. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 2013. 203f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2013. Disponível em: < <http://goo.gl/u6wC1m> > Acessado em 03/06/2016

MONCAYO, Wiston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2011. Disponível em: < <http://goo.gl/vi1k2A> > Acessado em 03/06/2016

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. 2007. 327f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG. 2007. Disponível em: < <http://goo.gl/7SUOxN> > Acessado em 03/06/2016

PINTO, Rivelli da Silva. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 2002. 189p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP. 2002. Disponível em: < <http://goo.gl/yQr2Dr> > Acessado em 03/06/2016

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Sistema CAD-TQS – Suporte para o usuário**. São Paulo, 2014. Disponível em: < <http://www.tqs.com.br/> > Acessado dia 05/10/2016

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 91 f. Dissertação de mestrado - Mestrado Profissionalizante em Engenharia da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2003. Disponível em: < <http://goo.gl/qwipVB> > Acessado em 03/06/2016