



INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO,  
CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA

COORDENAÇÃO DO CURSO SUPERIOR DE  
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES EM EDIFÍCIO  
COM ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO  
DO MODELO DE PÓRTICOS PLANOS**

ALUNO: ALAN CABRAL DANTAS

ORIENTADOR: PROF. MATEUS RODRIGUES DA COSTA.

Cajazeiras-PB, 2020

ALAN CABRAL DANTAS

**OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES EM EDIFÍCIO  
COM ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO  
DO MODELO DE PÓRTICOS PLANOS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba Campus Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador Prof. Mateus Rodrigues da Costa.

Cajazeiras-PB  
2020

Campus Cajazeiras  
Coordenação de Biblioteca  
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva  
Catalogação na fonte: Daniel Andrade CRB-15/593

D192o

Dantas, Alan Cabral

Obtenção dos esforços internos solicitantes em edifício com estrutura em concreto armado através da utilização do modelo de pórticos planos / Alan Cabral Dantas; orientador Mateus Rodrigues da Costa.- 2020.  
89 f.: il.

Orientador: Mateus Rodrigues da Costa.

TCC (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2020.

1. Análise estrutural 2. Esforços internos solicitantes I. Título

624.01(0.067)

ALAN CABRAL DANTAS

**OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES EM EDIFÍCIO  
COM ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO  
DO MODELO DE PÓRTICOS PLANOS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à  
Coordenação do Curso de Bacharelado em  
Engenharia Civil do Instituto Federal de  
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,  
como parte dos requisitos para a obtenção do  
Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 17 de dezembro de 2020.

**BANCA EXAMINADORA**



Mateus Rodrigues da Costa – Filiação, IFPB-Campus Cajazeiras  
Orientador



Daniel Torres Filho – Filiação, IFPB-Campus Cajazeiras  
Examinador 1



Responsável Técnico  
Eng. Civil Jônatas José M. Pessoa  
CPF: 060.683.064-29  
CREA: 1610363370

Jônatas José Moreira Pessoa – Filiação, UCAM-Polo Itaporanga  
Examinador 2

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pela sua grandeza e misericórdia, me ajudando a trilhar os caminhos da vida.

Aos meus pais e irmãos que são a base de minha essência e fonte de minhas raízes.

A minha esposa que está sempre ao meu lado me apoiando e me fortalecendo.

A minha filha que me faz sorrir mesmo em tempos difíceis e renovar as forças para prosseguir enchendo meu coração de alegria e paz.

Ao Instituto Federal da Paraíba, IFPB, *Campus* Cajazeiras, por favorecer o ambiente de amplitude de conhecimento.

Ao professor orientador Mateus Rodrigues da Costa pela confiança conferida e por ter acolhido esta proposta em um momento tão difícil, estando disposto a trilhar na busca dos resultados.

Aos que me ajudaram diretamente na elaboração deste trabalho, aos professores Cícero de Souza e Gatão Coelho, pela confiança, apoio em situação difícil, força e esperança para fazer valer apenas um esforço expresso nessa caminhada.

Aos meus amigos Antônio Rondinelly, Beatriz da Costa, Damiana Andréia, Regina Maria, por toda disponibilidade e disposição, não só neste trabalho, mas em todos esses cinco anos de curso. A minha amiga Charliane de Menezes, por grande auxílio e força prestada.

Aos demais amigos e futuros colegas de profissão, que também fizeram parte destes cinco anos de curso, Alisson Alberto, Jonas Andrade, Judáh Medeiros, Karlos Marx, Luan Alves, Rafaela Oliveira, Roneide Martins, Samara Milene, Wamon Salomão. Estes, assim como os citados anteriormente, sempre estiveram prontos para me auxiliar e darem a mão nesta difícil caminhada.

Ao Engenheiro Civil João Nóbrega, por ter sido meu professor fora da academia e me ensinado os primeiros passos da engenharia.

## RESUMO

O concreto armado continua sendo o sistema construtivo mais utilizado nas construções, e com avanço da tecnologia dos materiais tem possibilitando execução de edifícios esbeltos, que devido ao intenso processo de urbanização e a limitação de espaços horizontais nos centros urbanos tem sido cada vez mais buscada. Este estudo tem como objetivo analisar os esforços internos solicitantes de um edifício de concreto armado. A metodologia adotada consistiu no uso de ferramentas capazes de analisar o comportamento de uma estrutura de um edifício de concreto armado mediante a aplicação de carregamentos, avaliando o comportamento apresentado pelo pórtico plano, com o intuito de obter os esforços internos solicitantes, com uso de ferramentas computacionais. De acordo com os resultados e discussões constatou-se que os carregamentos são especificados pelo conjunto de ações que têm probabilidade não desprezível de atuação simultânea. É possível perceber a complexidade necessária para análise dos esforços internos solicitantes em uma estrutura de concreto armado, ressaltando a importância de um conhecimento bem fundamentado neste ambiente vasto que é a engenharia civil. Em se tratando da ação dinâmica do vento, essa que é considerada a principal força horizontal, deve ser avaliada com cuidado, especialmente para estruturas mais elevadas onde a magnitude desta força fica cada vez mais acentuada. Essas ações horizontais geram esforços significativos considerados como efeitos de 2ª ordem que correspondem a um acréscimo de esforço aos elementos estruturais, gerados a partir do deslocamento das ações de 1ª ordem. Isto proporciona deformações acentuadas que podem trazer riscos à construção. Os parâmetros que definem estes efeitos permitem a avaliação da estrutura caracterizando como de nós fixos ou de nós móveis, e atestam o critério de estabilidade global do edifício. As ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Conclui-se que o bom levantamento de cargas é imprescindível para o dimensionamento de estruturas, garantindo sua estabilidade e eficiência de utilização. O uso de tecnologias facilita esse processo, além de permitir visualizar o seu comportamento de forma mais aprimorada e eficaz.

**Palavras-chave:** Análise estrutural; Carregamentos; Esforços internos solicitantes.

## ABSTRACT

Reinforced concrete remains the most used construction system in civil construction and, with the advancement of materials technology, it has allowed the construction of slender buildings, which due to the intense urbanization process and the limitation of horizontal spaces in urban centers has been more and more sought after. This study aims to analyze the internal efforts of a reinforced concrete building. The adopted methodology consisted of the use of tools capable of analyzing the behavior of a structure of a reinforced concrete building through the application of loads, evaluating the behavior presented by the flat porch, in order to obtain the internal efforts, using computational tools. According to the results and discussions, it was found that shipments are specified by the set of actions that have a significant probability of simultaneous action. It is possible to perceive the complexity necessary to analyze the internal efforts required in a reinforced concrete structure, emphasizing the importance of knowledge based on this vast environment, which is civil engineering. In the case of the dynamic action of the wind, this which is considered the main horizontal force, must be carefully evaluated, especially for taller structures where the magnitude of this force is increasingly accentuated. These horizontal actions generate significant efforts considered as 2nd order effects that correspond to an increase in the effort for structural elements, generated from the displacement of 1st order actions. This provides severe deformations that can pose risks to the construction. The parameters that define these effects allow to evaluate the structure characterizing it as fixed or mobile nodes, and attest to the building's general stability criterion. Actions must be combined in different ways in order to determine the most adverse effects on the structure. It is concluded that the good lifting of loads is fundamental for the design of structures, guaranteeing their stability and efficiency of use. The use of technologies facilitates this process, in addition to allowing you to visualize your behavior in a more improved and effective way.

**Keywords:** Structural analysis; Uploads; Requesting internal efforts.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Imperfeições geométricas globais.....	15
Figura 2 - Gráfico Isopletas, velocidade básica do vento $V_0$ (m/s).....	17
Figura 3 - Fator topográfico, $S_1(z)$ .....	18
Figura 4 - Coeficiente de arrasto $C_a$ para vento de baixa turbulência.....	23
Figura 5 - Reações na barra indeformada.....	30
Figura 6 - Pilar equivalente.....	31
Figura 7 - Inércia de pilar equivalente.....	32
Figura 8 - Elementos construtivos.....	34
Figura 9 - Exemplos Para Edificações de Uso Típico.....	36
Figura 10 - Fluxo e cargas da estrutura.....	36
Figura 11 - Vão efetivo.....	37
Figura 12 - Regiões de laje para cálculo das reações nas vigas.....	38
Figura 13 - Situações de vinculação das placas isoladas constantes nos quadros.....	39
Figura 14 - Reações de apoio.....	40
Figura 15 - Laje retangular simplesmente apoiada.....	40
Figura 16 - Aproximação de apoios externos.....	42
Figura 17 - Planta de pavimento tipo.....	44
Figura 18 - Modelo estrutural.....	44
Figura 19 - Fluxograma.....	45
Figura 20 - Carregamentos permanentes das lajes a serem distribuídas nas vigas de apoio....	48
Figura 21 - Carregamentos acidentais das lajes a serem distribuídas nas vigas de apoio.....	49
Figura 22 – Cargas permanentes distribuídas nas vigas.....	50
Figura 23 – Cargas acidentais distribuídas nas vigas.....	51
Figura 24 - Fluxo de carregamento.....	51
Figura 25 - Distribuição da força de arrasto nos pórticos.....	54
Figura 26 - Gráfico de desaprumo vs. força do vento.....	55
Figura 27 - Medidas de locação e da fachada do edifício.....	66
Figura 28 - Obtenção de $C_a$ pelo gráfico de vento de baixa turbulência.....	66
Figura 29 - Área frontal efetiva.....	67
Figura 30 - Distribuição de força vertical permanente no pórtico intermediário.....	69
Figura 31 - Gráfico de esforço normal.....	70
Figura 32 - Gráfico de momento fletor no pórtico.....	71



Figura 33 - Gráfico de força cortante no pórtico .....	72
Figura 34 - Distribuição de força vertical devido à carga acidental no pórtico intermediário .	73
Figura 35 - Gráfico de força normal (kN) .....	74
Figura 36 - Gráfico de momento fletor (kN.m) no pórtico.....	75
Figura 37 - Gráfico de força cortante (kN) no pórtico .....	76
Figura 38 - Distribuição da força de arrasto no pórtico intermediário .....	77
Figura 39 - Gráfico de força normal (kN) no pórtico .....	78
Figura 40 - Gráfico de força cortante (kN) no pórtico.....	79
Figura 41 - Gráfico de momento fletor (kN.m) nos pilares.....	80
Figura 42 - Gráfico de momento fletor (kN.m) nas vigas .....	80
Figura 43 - Pórticos .....	82
Figura 44 - Deslocamento no topo da estrutura.....	83
Figura 45 - Deslocamento no topo da estrutura.....	84
Figura 46 – Situação de desaprumo.....	86
Figura 47 - Força equivalente de desaprumo.....	87

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Fator de rugosidade $S_2$ .....	21
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ .....	22
Tabela 3 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ .....	25
Tabela 4 - Valores do coeficiente $\gamma_{f2}$ .....	26
Tabela 5 - Combinações de Serviço .....	27
Tabela 6 - Peso específico de materiais de construção.....	35
Tabela 7 - Valores característicos nominais das cargas variáveis .....	35
Tabela 8 - Multiplicador $\alpha_n$ das cargas variáveis.....	35
Tabela 9 - Cargas na Laje .....	46
Tabela 10 - Cargas variável acidental na Laje.....	47
Tabela 11 – Carregamento permanente linearmente distribuído nas vigas V1, V3, V4 e V6..	50
Tabela 12 – Carregamento permanente linearmente distribuído nas vigas V2 e V5 .....	50
Tabela 13 - Carregamento acidental linearmente distribuído nas vigas .....	51
Tabela 14 - Carga permanentes nos pilares nos pavimentos (kN) .....	52
Tabela 15 - Força de arrasto ao nível da laje .....	53
Tabela 16 - Esforços internos solicitantes - Pórtico intermediário – Comb. 01 .....	56
Tabela 17 - Esforços internos solicitantes - Pórtico de extremidade – Comb. 02.....	57
Tabela 18 - Esforços internos solicitantes - Pórtico de extremidade – Mais desfavoráveis.....	58
Tabela 19 - Valores de $S_2$ para cada valor de $z$ .....	64
Tabela 20 - Velocidade característica ( $V_k$ ) .....	65
Tabela 21 - Pressão dinâmica ( $q_k$ ) .....	65
Tabela 22 - Força de arrasto nos pavimentos .....	67
Tabela 23- Força de arrasto nos pórticos.....	68
Tabela 24 - Cargas de serviços nos pilares (cargas permanentes + acidentais) .....	81
Tabela 25 - Momentos de tombamento oriundos do desaprumo.....	87
Tabela 26 - Momento de tombamento na base da estrutura oriundo das ações dos ventos .....	88

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>11</b>
<b>2 OBJETIVOS .....</b>	<b>13</b>
<b>2.1 OBJETIVO GERAL .....</b>	<b>13</b>
<b>2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....</b>	<b>13</b>
<b>3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>14</b>
<b>3.1 AÇÕES NAS ESTRUTURAS.....</b>	<b>14</b>
<b>3.1.1 Ações permanentes .....</b>	<b>14</b>
<b>3.1.2 Ações variáveis.....</b>	<b>16</b>
<b>3.1.2.1 Ação do vento.....</b>	<b>16</b>
<b>3.1.3 Ações excepcionais .....</b>	<b>24</b>
<b>3.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES .....</b>	<b>24</b>
<b>3.3 ESTABILIDADE GLOBAL .....</b>	<b>27</b>
<b>3.3.1 Parâmetro de instabilidade <math>\alpha</math>.....</b>	<b>30</b>
<b>3.3.2 Coeficiente <math>\gamma_z</math>.....</b>	<b>33</b>
<b>3.4 CARREGAMENTOS ATUANTES.....</b>	<b>34</b>
<b>3.4.1 Reações de apoio .....</b>	<b>37</b>
<b>3.4.2 Solicitações iniciais nos pilares .....</b>	<b>41</b>
<b>4 METODOLOGIA.....</b>	<b>43</b>
<b>4.1 CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO .....</b>	<b>43</b>
<b>4.2 PROCEDIMENTO DE ANÁLISES .....</b>	<b>45</b>
<b>5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>46</b>
<b>5.1 LEVANTAMENTO DE CARGAS .....</b>	<b>46</b>
<b>5.1.1 Cargas nas vigas.....</b>	<b>47</b>
<b>5.1.2 Carregamento final das vigas .....</b>	<b>49</b>

<b>5.2 CÁLCULO DAS AÇÕES ORIUNDAS DO VENTO.....</b>	<b>52</b>
<b>5.3 CÁLCULO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE <math>\alpha</math>.....</b>	<b>55</b>
<b>5.4 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS.....</b>	<b>55</b>
<b>5.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO NORMAL..</b>	<b>56</b>
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>59</b>
<b>APÊNDICES .....</b>	<b>63</b>
<b>APÊNDICE A – CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO NA ESTRUTURA .....</b>	<b>64</b>
<b>APÊNDICE B – GRÁFICOS DE ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES DEVIDO A CARGA PERMANENTE .....</b>	<b>69</b>
<b>APÊNDICE C – GRÁFICOS DE ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES DEVIDO A CARGA ACIDENTAL.....</b>	<b>73</b>
<b>APÊNDICE D – GRÁFICOS DE ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES DEVIDO A FORÇA DO VENTO NO PÓRTICO INTERMEDIÁRIO .....</b>	<b>77</b>
<b>APÊNDICE E – CÁLCULO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE <math>\alpha</math>.....</b>	<b>81</b>
<b>APÊNDICE F – CÁLCULO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS.....</b>	<b>85</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto armado continua sendo o sistema estrutural mais utilizado nas construções e isso se deve ao fato do concreto no estado fresco ser moldável, possibilitando a confecção de elementos estruturais com geometrias variáveis, e no estado endurecido apresentar grande resistência à compressão.

Com o avanço da tecnologia dos materiais colocou-se à disposição concretos de alta resistência e duráveis, possibilitando a execução de construções consideradas esbeltas, e estas, devido ao intenso processo de urbanização e a limitação de espaços horizontais nos centros urbanos, está sendo cada vez mais buscadas. Embora estas estruturas sejam soluções bem aceitáveis se torna necessário uma preocupação maior com as cargas oriundas dos ventos e com os desaprumos oriundos dos processos construtivos (DINIZ; LAGES; BARBOZA, 2019).

As estruturas estão sujeitas a efeitos que provocam deslocamentos em seus elementos e essa mudança de posicionamento pode provocar o surgimento de esforços que não são proporcionais à aplicação do carregamento, surgindo os efeitos considerados de 2ª ordem.

A NBR 6118 (2014, p. 104) no item 15.5 indica dois processos aproximados que “podem ser utilizados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem, ou seja, para indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos, sem necessidade de cálculo rigoroso”.

Estes efeitos de 2ª ordem são tratados considerando o comportamento da não linearidade física do concreto assim como a não linearidade geométrica que são capazes de produzir carregamento extra às estruturas. Para Ramalho e Pinto (2002, p. 171), “[...] as ações adicionais provenientes do deslocamento horizontal da estrutura podem ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de conduzi-la ao colapso”.

O projeto estrutural segue naturalmente algumas etapas, entre elas nós temos:

- pré-projeto: onde se define o tipo de sistema estrutural e o posicionamento dos elementos;
- determinação das dimensões dos elementos estruturais: onde é atribuído um pré-dimensionamento, considerando em vigas, por exemplo, uma relação entre altura e comprimento do vão;
- definição do modelo estrutural;

- análise estrutural: determinação dos esforços oriundos dos carregamentos: momentos fletores, forças cortantes, forças axiais, entre outras;
- dimensionamento no Estado Limite Último (ELU): cálculo das armaduras nas seções mais solicitadas;
- elaboração de pranchas: são informadas as dimensões das seções e armaduras utilizadas, com medidas e detalhamentos;
- Verificação nos Estados Limite de Serviços.

A análise estrutural que parte da modelagem de pórticos planos dependendo do tipo de elemento, da geometria, dos carregamentos variáveis, dos efeitos de segunda ordem, e outras variáveis, torna-se difícil observar o comportamento dessas estruturas somente por meio de cálculos manuais.

A inexistência de recursos computacionais limitava as análises da modelagem estrutural, de forma a demandar tempo e trabalho, uma vez que a abordagem manual trata cada componente estrutural de forma isolada. Hoje com a utilização e desenvolvimento de softwares é possível obter resultados com agilidade e precisão (AVILLA, 2016).

Neste presente trabalho foram calculados os esforços internos solicitantes na estrutura de um edifício de concreto armado cuja análise foi feita através de modelos em pórtico plano com auxílio do software *Ftool*, abordando os critérios de cálculos pelas normas vigentes.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Determinar os esforços internos solicitante de um edifício de concreto armado utilizando o modelo de pórticos planos.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Compreender as ações nas estruturas;
- Verificar os parâmetros de instabilidade global;
- Obter os carregamentos atuantes;
- Realizar as combinações de ações;
- Comparar o comportamento dos pilares da estrutura.

### 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para uma boa fundamentação deste trabalho foi realizado um levantamento bibliográfico formulando as concepções técnicas utilizadas.

#### 3.1 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

As estruturas estão sujeitas a várias ações aplicadas de forma direta ou indireta. Tratando da variabilidade, as ações podem ser classificadas como: permanentes, variáveis ou excepcionais (NBR 8681, 2004).

##### 3.1.1 Ações permanentes

As ações permanentes não apresentam variação considerável após sua aplicação, seu valor deve ser utilizado em sua totalidade e em condição mais desfavorável para a segurança das estruturas. Conforme afirma a NBR 6118 (2014): Ações permanentes devem considerar seu valor representativo, o que é mais prejudicial para a segurança. Estas ações se dividem em diretas e indiretas.

As ações diretas são definidas pelo peso próprio de seus elementos, como as cargas de pilares, vigas, lajes, alvenarias, empuxos constantes, etc. Para o concreto armado e protendido suas massas específicas devem ser obtidas experimentalmente considerado o peso das armaduras. Quando não for possível realizar experimentos, deve obedecer a NBR 6120 (2019).

As ações permanentes indiretas são constituídas pelos deslocamentos nos apoios, retração do concreto, fluência, protensão e imperfeições geométricas.

Tratando da retração do concreto a NBR 6118 (2014) cita que:

Nos casos correntes das obras de concreto armado, em função da restrição à retração do concreto, imposta pela armadura, satisfazendo o mínimo especificado nesta Norma, o valor de  $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$  pode ser adotado igual a  $-15 \times 10^{-5}$ . Esse valor é válido para elementos estruturais de dimensões usuais, entre 10 cm e 100 cm, sujeitos a umidade ambiente não inferior a 75 %. (NBR 6118, 2014, p. 57).

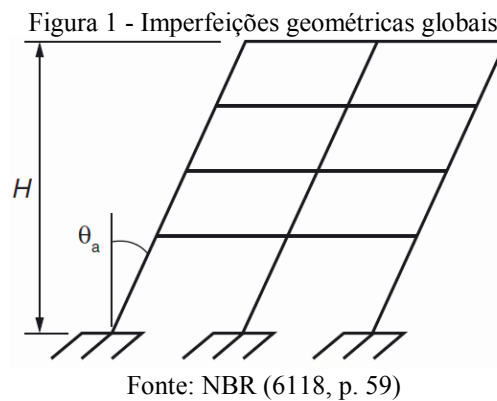


Os deslocamentos no apoio provocados por recalques devem ser considerados quando gerarem esforços significativos para a estrutura e quando esta for muito rígida (NBR 6118, 2014).

As estruturas de concreto armado podem apresentar imperfeições nos seus elementos construtivos, podendo destacar essas falhas: na seção, no eixo do elemento, na disposição das armaduras, nas dimensões, entre outras. Estas imperfeições geram esforços horizontais, antes não previstos à estrutura, devendo ser avaliados de acordo com as concepções de cálculo existentes.

A NBR 6118 (2014) descreve dois tipos de imperfeições: globais e locais, e aborda as concepções que devem ser adotadas para o cálculo das estruturas.

No item 11.3.3.4.1 da NBR 6118 (2014) é indicado considerar a análise global dos elementos verticais mediante um desaprumo conforme a Figura 1.



$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (3.1)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (3.2)$$

Onde:

- $n$  é o número de prumadas de pilares no pórtico plano;
- $\theta_{1\text{mín}} = 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais;
- $\theta_{1\text{máx}} = 1/200$ ;
- $H$  é a altura total da edificação, expressa em metros (m).

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, considerar  $\theta_a = \theta_1$ .

Para pilares isolados em balanço, deve-se adotar  $\theta_1 = 1/200$ .

Os efeitos da consideração da imperfeição global são considerados para o Estado Limite Último, quando apresentar efeitos consideráveis em relação às ações do vento. Para o Estado Limite de Serviço não se faz necessário considerar o desaprumo.

A NBR 6118 (2014) aponta que os efeitos globais oriundos do desaprumo deverão ser considerados no caso de sua intensidade for superior a 30 % da ação do vento. Quando a intensidade da ação dinâmica do vento, por sua vez, for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera somente o desaprumo respeitando um limite mínimo igual a  $\theta_{1min}$ . Para os demais casos as duas ações deverão ser consideradas.

### **3.1.2 Ações variáveis**

As cargas variáveis apresentam variação considerável durante a vida da estrutura e mediante a possibilidade de sua ocorrência, podem ser divididas em ações normais ou ações especiais (ARAÚJO, 2014a). As normais com alta probabilidade de ocorrerem e devem ser consideradas na análise das estruturas; as especiais com probabilidade baixa de ocorrer e só devem ser consideradas em projetos específicos.

As ações variáveis para a NBR 6118 (2014) são classificadas como: direta e indireta. A ação variável direta consiste no carregamento acidental previsível da edificação, na ação do vento e da água, e deve atender ao disposto na regulamentação específica brasileira. Já as ações variáveis indiretas são definidas como: variações uniformes de temperatura, variações não uniformes de temperatura e ações dinâmicas.

Como destaque para estas ações temos a carga acidental e a ação do vento, tratada no item a seguir.

#### **3.1.2.1 Ação do vento**

O vento é um fenômeno da natureza que varia bastante no decorrer das estações do ano, e sua incidência pode ocorrer nas mais diversas direções e variações de intensidade. A movimentação das massas de ar ao colidirem nas edificações é capaz de gerar esforços significativos às suas estruturas, de modo, que esta pressão dinâmica deve ser analisada no cálculo de dimensionamento.

Para Diniz, Lages, Barboza (2019) um dos principais problemas da estrutura de edifícios de grande altura é devido à influência do vento nestes edifícios, pois estas

influências serão mais proeminentes dependendo da geometria e rigidez dos elementos estruturais.

A NBR 6118 (2014) considera o vento como uma ação variável direta, e retrata que deve considerar o esforço de solicitação relacionado à função do vento, sendo recomendável determinar de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988), permitindo assim a utilização de regras simplificadas previstas em regulamentação brasileira específica.

Para determinação das forças estáticas devido ao vento a NBR 6123 (1988) apresenta etapas a serem seguidas:

- obter a velocidade básica do vento  $V_0$  a partir do gráfico isopletas caracterizando o local onde a estrutura será construída;
- determinar a velocidade característica  $V_k$  em m/s obedecendo a seguinte equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.3)$$

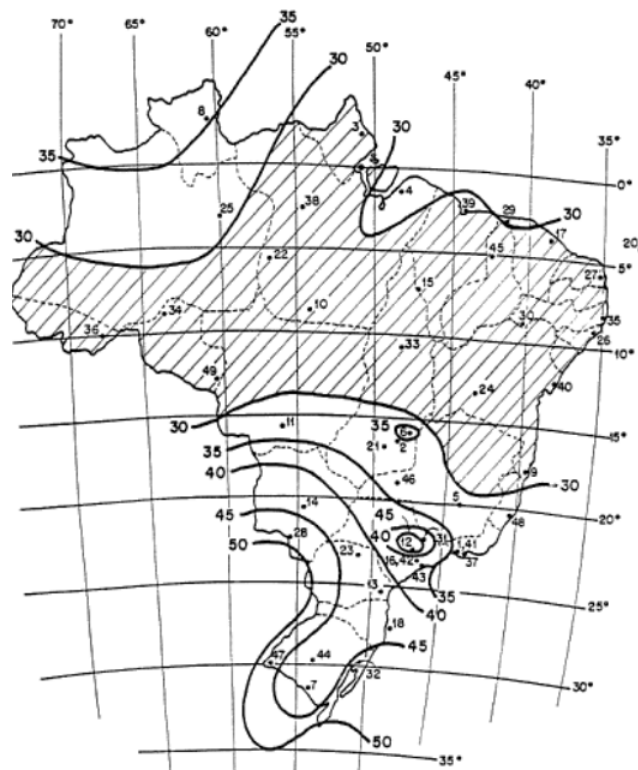
os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  serão definidos adiante;

- calcular o valor da pressão estática  $q$  em  $N/m^2$ , equação 3.4.

$$q = 0,613V_k^2 \quad (3.4)$$

A velocidade básica do vento,  $V_0$ , corresponde a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, avaliado a 10 m acima do terreno em condições de campo aberto e plano. (NBR 6123, 1988). Em obras com excepcional importância é recomendado um estudo específico para determinação da velocidade básica do vento ( $V_0$ ). Para demais casos pode-se usar o gráfico das Isopletas conforme figura 2:

Figura 2 - Gráfico Isopletas, velocidade básica do vento  $V_0$  (m/s)



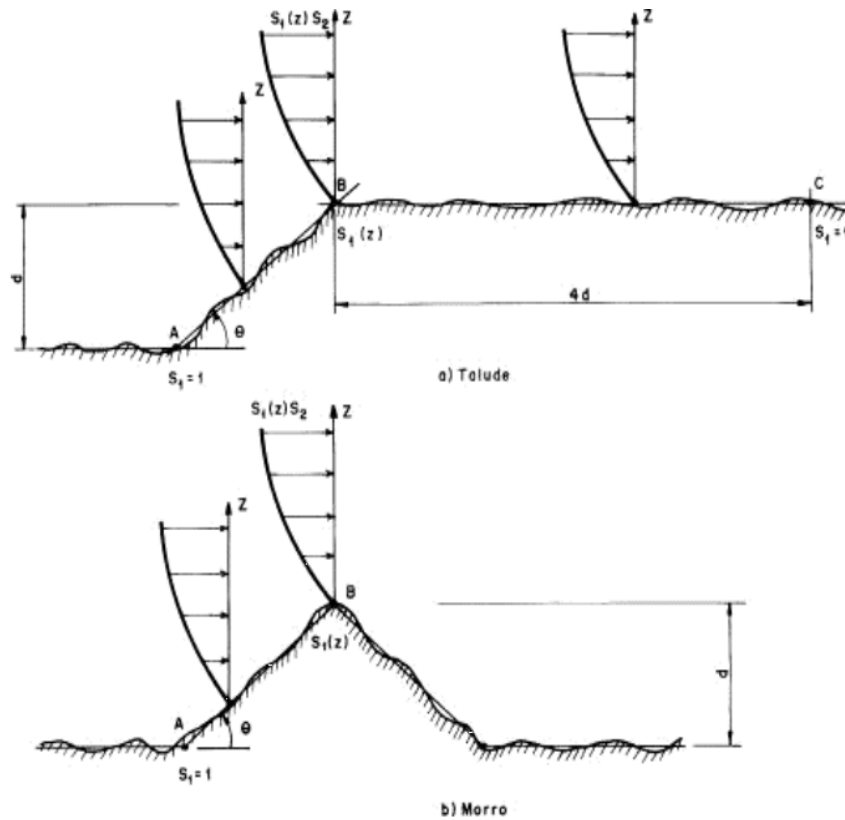
Fonte: NBR 6123 (1988), adaptada.

O fator  $S_1$  está relacionado à variação do relevo onde o terreno está situado e obedece aos seguintes parâmetros para sua determinação:

- a) terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;
- b) taludes e morros:

Taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprado no sentido indicado na Figura 3;

Figura 3 - Fator topográfico,  $S_1(z)$



Fonte: NBR 6123 (1988), adaptada.

no ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes):  $S_1 = 1,0$ ;

no ponto B:  $S_1$  será determinado por uma função  $S_1(z)$ :

- $S_1(z) = 1,0$   
para  $\theta \leq 3^\circ$ ;
- $S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$  (3.5)  
para  $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$ ;
- $S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$  (3.6)  
para  $\theta \geq 45^\circ$ ;
- para os demais valores dos ângulos  $3^\circ < \theta < 6^\circ < 17^\circ < \theta < 45^\circ$ , deve-se interpolar linearmente.

Onde:

- $Z$  = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;
  - $d$  = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;
  - $\theta$  = inclinação média do talude ou encosta do morro;
- Nota: Entre A e B e entre B e C, o fator  $S_1$  é obtido por interpolação linear.
- c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção:  $S_1 = 0,9$ .

O fator S2 leva em consideração a influência abrangente da rugosidade do terreno, mudanças na velocidade do vento com a altura do terreno e o tamanho do edifício ou parte do edifício em consideração (NBR 6123, 1988).

Dependendo da rugosidade do terreno e da determinação da carga atribuída à edificação o vento pode atingir intensidades e velocidades consideráveis, em altas altitudes.

A classificação quanto à rugosidade é apresentada pela NBR 6123 (1988) em cinco categorias descreve-as da seguinte forma:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: lagos e rios, mar calmo, pântanos sem vegetação;
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas, onde a cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m. Exemplos: pântanos com vegetação rala, zonas costeiras planas, campos de aviação, pradarias e charnecas e fazendas sem sebes ou muros;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com, casas baixas e esparsas.  
A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual 3,0 m;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.  
A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual 10,0 m;
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Sendo a cota média do topo dos obstáculos igual ou superior a 25 m. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

A força do vento é bastante variável ao decorrer do dia de forma que a média de suas ações pode ser calculada em relação a qualquer momento de sua aplicação, sendo considerada uma rajada de vento em um intervalo de tempo de 3 s e sua amplitude correspondente a uma distância de 20 m envolvendo obstáculos na direção em sua direção.

A fim de definir as várias partes do edifício a serem consideradas na determinação da direção do vento, é necessário considerar as características arquitetônicas ou estruturais que têm pouca ou nenhuma continuidade estrutural em todo o edifício (NBR 6123, 1988). Desta forma as classes de edificações ou partes destas e de seus elementos são classificadas da seguinte forma:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para cálculo da velocidade do vento tratado no fator  $S_2$  (tabela 1), para uma altura  $z$  acima do nível do terreno é obtida pela seguinte expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r(z/10)_p \quad (3.7)$$

Onde:

- $b$  corresponde ao parâmetro meteorológico;
- $F_r$  é o fator de rajada, sempre correspondente à categoria II;
- $p$  é o expoente da lei de potencial da variação de  $S_2$ , para ventos violentos  $p$  é considerado em geral a aproximadamente igual a 0,12 e para mar agitado  $p$  pode chegar a 0,15.

Tabela 1- Fator de rugosidade  $S_2$

Categoria	$Z_g$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (1988).

O fator  $S_3$  é baseado em conceitos estatístico e probabilístico, que considera o grau de segurança que é requerido para atender a vida útil das construções (NBR 6123, 1988).

Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações, os valores mínimos do fator  $S_3$  são os indicados pela NBR 6123 (1988) conforme indicado na tabela 2.

Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$

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

Fonte: NBR 6123 (1988).



Quando há mudança de categoria do terreno, o vento percorre certa distância antes que se estabeleça um novo perfil de velocidade média. A determinação dessa velocidade deve ser obtida de acordo com a NBR 6123 (1988).

O coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) pode ser descrito como a correlação entre a pressão dinâmica gerada pelo vento e a ação que gera nas estruturas.

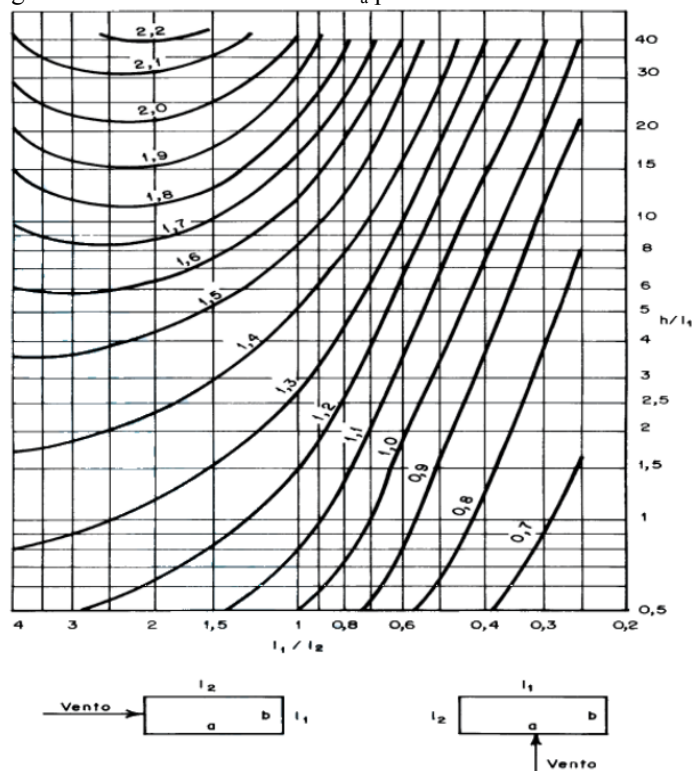
O critério para definição do valor deste coeficiente dependerá diretamente da configuração geométrica da edificação, da face onde as cargas estão sendo aplicadas e principalmente, das condições de vento de baixa ou alta turbulência.

Conforme a NBR 6123 (1988) quando a altura de um edifício não exceder o dobro da altura média de edifícios próximos pode ser considerada em vento de alta turbulência, estendendo-se a uma distância mínima de:

- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

Para estrutura com geometria retangular, sem variação ou com pequena variação, a NBR 6123 define um gráfico para obtenção do valor do  $C_a$ , para ventos de baixa turbulência conforme destacado na figura 4.

Figura 4 - Coeficiente de arrasto  $C_a$  para vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (1988).

A força de arrasto  $F_a$  é uma componente da força global do vento no edifício, que pode ser obtida pela soma vetorial da resistência que atua no edifício (MONCAYO, 2011).

A força de arrasto é obtida pela equação abaixo (NBR 6123, 1988):

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.8)$$

Onde:

- $F_a$  é a força de arrasto;
- $C_a$  é o coeficiente de arrasto;
- $q$  é a pressão dinâmica;
- $A_e$  é a área frontal efetiva.

### 3.1.3 Ações excepcionais

A NBR 6120 (2019, p. 02) define ações excepcionais como: “ações que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência ao longo da vida da edificação, podendo provocar efeitos catastróficos”. Como exemplo pode citar: colisão de um veículo, sismos, explosões, etc.

## 3.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Embora a necessidade de entender cada ação individualmente, é importante atentar que a estrutura está submetida à combinação de ações ao longo de sua utilização.

A estrutura tem um comportamento diferenciado para cada tipo de ação devendo ser projetada para suportar a situação menos favorável e ser capaz de resistir a todas as combinações. De acordo com Pergher (2015) aplicando-se todas as ações na edificação é possível obter uma envoltória de esforços, que considera a pior situação que os elementos da edificação está submetida. Essa envoltória indica a magnitude da variação dos esforços na estrutura possibilitando identificar seus valores máximos e mínimos.

As combinações devem ser avaliadas em dois estados de utilização das construções: Estado Limite de Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

O ELU está relacionado ao fato da estrutura ter atingido o limite de sua capacidade resistente, inviabilizando sua utilização. Para combinação última normal a NBR 6118 (2014) apresenta a seguinte equação para o cálculo das solicitações:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (3.9)$$

Onde:

- $F_d$  – é o valor do cálculo das ações para combinação última;
- $F_{gk}$  – representa ações permanentes diretas;
- $F_{\varepsilon gk}$  – representa as ações indiretas permanentes como a retração  $F_{\varepsilon gk}$  e variáveis como a temperatura  $F_{\varepsilon qk}$ ;
- $F_{qk}$  – representa as ações variáveis diretas das quais  $F_{q1k}$  é escolhido principal;
- $\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$  – Conforme Tabela 1;
- $\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$  – Conforme Tabela 2.

Para cálculo de  $F_d$  é utilizado os valores representativos das ações envolvidas, multiplicadas pelos coeficientes de majoração, conforme apresentados nas tabelas 3 e 4 considerando a equação:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (3.10)$$

Tabela 3 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanente (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
<b>Normais</b>	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
<b>Especiais ou de construção</b>	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
<b>Excepcionais</b>	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:

D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 4 - Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$ 

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1^a$	$\Psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga.

<sup>b</sup> Edifícios residenciais.

<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118 (2014, p. 65).

No item 4.1.2.2 da NBR 8681 (2004) o Estado Limite de Serviço é decorrente de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

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

Para o cálculo das combinações de esforços nos estados limites de serviço a NBR 6118 (2014) aborda as seguintes equações na tabela 5:

Tabela 5 - Combinações de Serviço

Combinações de Serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das Solicitações
<b>Combinações quase permanentes de serviço (CQP)</b>	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_2 F_{qj,k}$
<b>Combinações frequentes de serviço (CF)</b>	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_2 F_{qjk}$
<b>Combinações raras de serviço (CR)</b>	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_1 F_{qjk}$

Onde

$F_{d,ser}$  é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{q1k}$  é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

$\Psi_1$  é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

$\Psi_2$  é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Fonte: NBR 6118 (2014, p. 69).

### 3.3 ESTABILIDADE GLOBAL

Para execução de estruturas esbeltas, sujeitas as forças horizontais oriundas do vento, é necessário uma série de análises de modo a garantir a estabilidade global da edificação.

A análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve garantir que a combinação mais desfavorável de ações de cálculo não perca estabilidade ou consumo de capacidades de cálculo de resistência (NBR 6118, 2014). Os efeitos de 2ª ordem correspondem a um

acréscimo de esforço aos elementos estruturais, gerados a partir do deslocamento das ações de 1ª ordem.

Ao perder a estabilidade um sistema pode apresentar vários comportamentos, sendo comum o surgimento de deformações plásticas com ocorrência de deslocamentos consideráveis ou a ruptura do material (FEITOSA, 2016).

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. (NBR 6118, 2014, p. 103).

Nas estruturas de nós móveis os efeitos globais de segunda ordem devem ser obrigatoriamente considerados nos cálculos, principalmente nos pilares, que são os principais elementos que garantem a estabilidade da edificação.

De acordo com Diniz, Lages, Barboza (2019, p. 724), “Existem basicamente três tipos de efeitos de segunda ordem que podem ocorrer nas estruturas de concreto: global, local e localizado.” Também afirmam que a verificação da estabilidade das estruturas de concreto é uma análise complexa em virtude das considerações da não linearidade geométrica e não linearidade física.

A aplicação da não linearidade física nas análises estruturais tem sido largamente empregada principalmente à melhorias no campo de implementações computacionais e popularização de métodos numéricos para a análise estrutural como o método dos elementos finitos, pois a solução do sistema de equações não lineares de equilíbrio do problema requerem soluções iterativas e técnicas de solução numéricas apropriadas (MACIEL, 2016, p. 13-14).

Os materiais constituintes da estrutura não apresentam um comportamento linear no aspecto de deformação em resposta às solicitações, isso se deve aos efeitos promovidos pela fluência, fissuração, escoamento da armadura, entre outros fatores, e está relacionado diretamente às propriedades dos materiais utilizados, como o concreto e o aço por apresentam comportamento não linear.

A não linearidade física se apresenta nos elementos de concreto armado em diversas situações:

- os elementos fissuram quando estão em serviço;
- a armadura se alonga devido o escoamento do aço gerando uma relaxação, (fenômeno mais relevante em concreto protendido);

- a não proporcionalidade das tensões ao longo da peça gera deformações que variam no elemento;
- com o fenômeno da fluência o concreto se deforma de maneira continuada ainda que submetida a uma carga constante.

A NBR 6118 (2014) traz uma simplificação de cálculo para estrutura reticuladas em seu item 15.7.3: para a análise dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas consideradas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- lajes:  

$$(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} I_c \quad (3.11)$$

- vigas:  
 para  $As' \neq As$   

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} I_c \quad (3.12)$$

para  $As' = As$   

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} I_c \quad (3.13)$$

- pilares:  

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} I_c \quad (3.14)$$

Onde,

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

$EI$  corresponde a rigidez do elemento;

$E_{ci}$  é módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto.

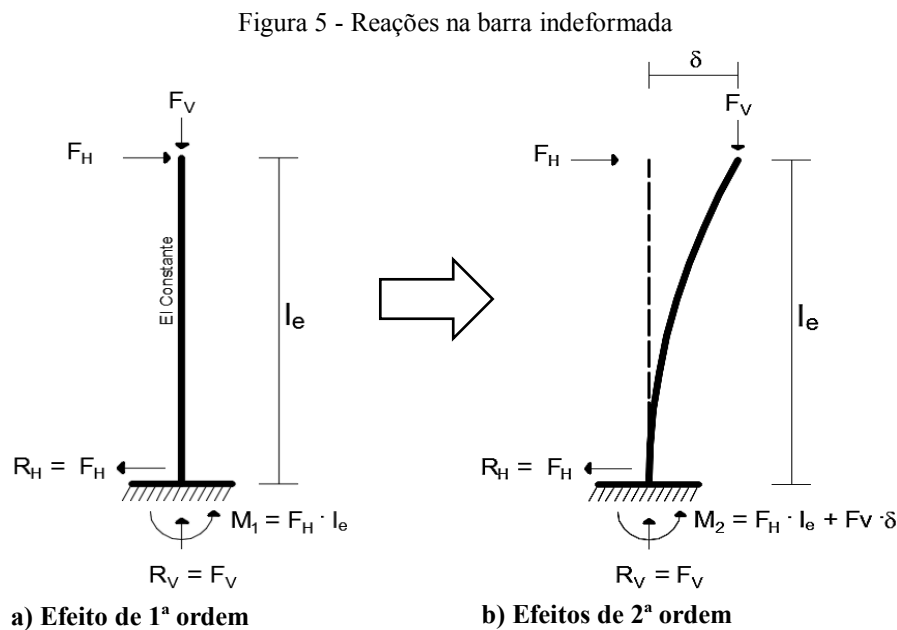
A não linearidade geométrica deve ser avaliada nos cálculos em uma estrutura submetida a esforços horizontais, como a carga do vento que é capaz de gerar uma deflexão lateral possibilitando o aparecimento de momentos fletores a partir das forças verticais.

[...] pode-se concluir que a estrutura têm etapas de análise. Primeiramente a edificação é analisada com as cargas iniciais sobre a estrutura indesejada. Em seguida, é obtido o deslocamento inicial, e a partir desse a estrutura deve ser avaliada novamente, já que a mesma foi modificada e não terá o mesmo comportamento que tinha anteriormente (apesar de similar). Obtém-se então um novo deslocamento e o procedimento se repete, de forma iterativa, até que o resultado convirja (PERGHER, 2015, p. 33).

Antes da estrutura se deslocar as equações de equilíbrio são formuladas com base na geometria inicial do sistema. Após sofrer consideráveis mudanças na geometria de seus elementos, é necessário reformular estas equações.

Para o estudo da estrutura a não linearidade geométrica pode ser classificada como: pequenas deformações, grandes deslocamentos ou rotações, e grandes deformações.

Para um melhor vislumbre deste efeito, vamos considerar uma estrutura em estado de equilíbrio, representada por um pilar equivalente, onde  $R_V = F_V$ ,  $R_H = F_H$  e  $M_1 = I_e$ . Quando exposto a ações horizontais ocorre uma deformação  $\delta$  na estrutura promovendo um acréscimo de momento ( $M_2$ ) à base, que é somada ao momento já existente gerando um efeito de segunda ordem (figura 5).



Fonte: Monkayo (2011, p. 29), adaptada.

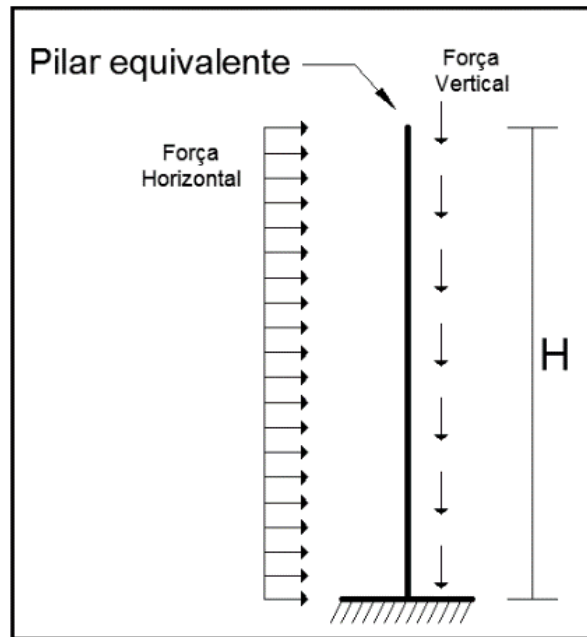
### 3.3.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O parâmetro  $\alpha$  é utilizado para avaliar a estabilidade das estruturas e identificar se durante a análise há necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem oriundos da não linearidade geométrica para elaboração de projetos de edifícios de concreto armado.

Este parâmetro foi deduzido por Beck e König em meados de 1967, baseado na teoria de Euler, onde apresentaram um modelo estrutural com comportamento elástico-linear, que consistia em um pilar livre na parte superior e engastado na base, com cargas horizontais e verticais distribuídas, conforme apresentado na figura 6.



Figura 6 - Pilar equivalente



Fonte: Autoria própria, 2020.

A NBR 6118 (2014) denota que, se o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  de uma estrutura reticulada e simétrica, for menor que  $\alpha_1$ , conforme expressão abaixo, ela pode ser considerada de nós fixos.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (3.15)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ se } : n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } : n \geq 4$$

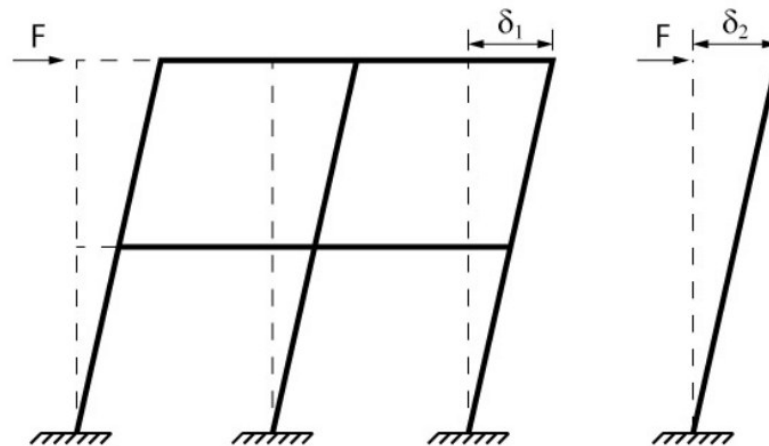
Sendo  $n$  o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

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

$E_{cs}I_c$  representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Tratando de estruturas de treliças, pórticos, mista, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, o valor de  $E_{cs}I_c$  pode ser expresso como a rigidez de um pilar equivalente de seção constante conforme figura 7.

Figura 7 - Inércia de pilar equivalente



Fonte: Moura, 2020.

Onde,

$$\delta_2 = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (3.16)$$

Logo  $EI$ , o produto de rigidez do pórtico foi obtido por:

$$(E \cdot I) = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_2} \quad (3.17)$$

Para o valor de  $\alpha_1$  a NBR 6118 (2014) sugere adota os valores definidos a seguir para as situações de estruturas abaixo:

$\alpha_1 = 0,5$  - quando só houver pórticos;

$\alpha_1 = 0,6$  - em associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede;

$\alpha_1 = 0,7$  - no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede.

Em conformidade com a NBR 6118 (2014) o módulo de elasticidade inicial deve ser obtido por meio de ensaio conforme estabelece a NBR 8522, na ausência de ensaios, o seu valor pode ser estimado a partir da equação 3.18, para concretos com resistência até 20 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.18)$$

Onde  $\alpha_E$  é um parâmetro que varia de acordo com o agregado graúdo utilizado na confecção do concreto.

Abaixo temos os valores de  $\alpha_E$  para cada tipo de material:

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

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

$\alpha_E = 0,9$  para calcário

$\alpha_E = 0,7$  para arenito

O valor do módulo de deformação secante pode ser obtido utilizando o método de ensaio estabelecido pela NBR 8522, ou estimado pela expressão (NBR 6118, 2014):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.19)$$

Sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.20)$$

Na análise de estabilidade global o valor representativo do módulo de deformação secante pode ser majorado em 10 % de acordo com a NBR 6118 (2014).

### 3.3.2 Coeficiente $\gamma_z$

Este coeficiente originou-se na disposição de verificar se a estrutura era de nós móveis ou fixos e estimar os esforços de 2ª ordem quando significativos, sem a necessidade de uma análise prévia, destes esforços.

Tratando sobre o coeficiente  $\gamma_z$  Moncayo (2011, p. 32), cita que:

O coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro que avalia, de forma simples e bastante eficiente, a estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado. Também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem.

Segundo Kimura (2007) o coeficiente  $\gamma_z$  foi criado pelos engenheiros brasileiros Mário Franco e Augusto Carlos de Vasconcelos, comumente utilizado na avaliação da estabilidade global de edifícios de concreto armado de forma simples, ágil e eficiente.

Este coeficiente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, e que pode ser determinado a partir da análise linear dos resultados dos esforços de 1ª ordem. Tendo seu valor obtido pela seguinte expressão (NBR 6118, 2014):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.21)$$

Onde,

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

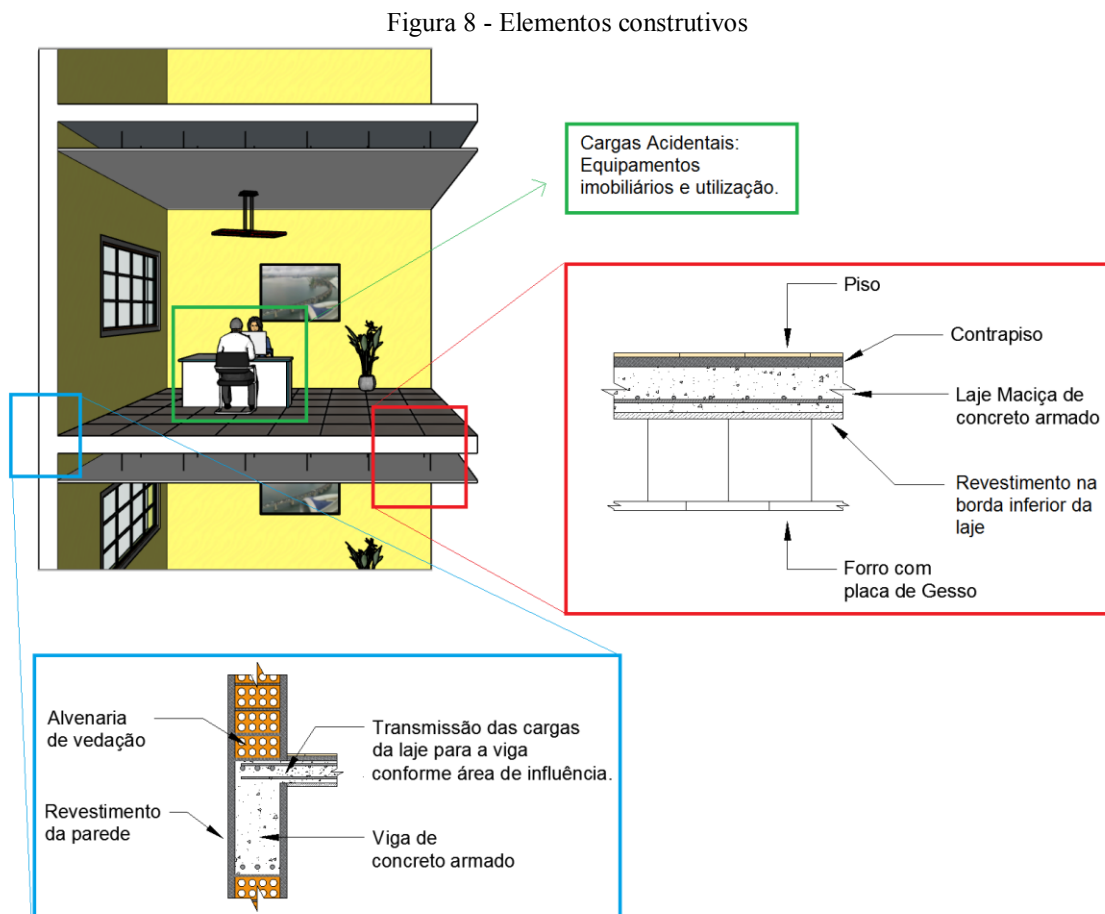
$\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

### 3.4 CARREGAMENTOS ATUANTES

O levantamento de cargas é uma etapa de fundamental importância que pode aferir no correto dimensionamento dos elementos estruturais.

As cargas provenientes das ações permanentes, acidentais e força horizontais, quando bem levantadas, garante uma boa relação custo/benefício para a execução das estruturas e possibilita atribuir as dimensões ideais aos elementos, atendendo à segurança sem tornar o orçamento oneroso, além de evitar o aparecimento de futuras patologias advindos de uma avaliação deficiente.

A seguir temos uma representação dos principais elementos constituintes nas edificações (figura 8).



Fonte: Autoria própria, 2020.

Para determinação dos valores característicos nominais mínimos do peso específico dos materiais de construção civil, tomamos como referência a NBR 6120 (2019) onde informa que na ausência de experimentos pode utilizar valores elencados nas tabelas 6 e 7.

Tabela 6 - Peso específico de materiais de construção

<b>Item</b>	<b>Materiais</b>	<b>Peso esp. aparente (kN/m<sup>3</sup>)</b>
<b>01</b>	Argamassa de cal, cimento e areia	19
<b>02</b>	Argamassa de cimento e areia	19 a 23 (21)
<b>03</b>	Concreto simples	24
<b>04</b>	Concreto armado	25

Fonte: NBR 6120 (2019), trecho adaptado.

Tabela 7 - Valores característicos nominais das cargas variáveis

<b>Item</b>	<b>Materiais</b>	<b>Peso esp. aparente (kN/m<sup>3</sup>)</b>
<b>01</b>	Dormitórios	1,5
<b>02</b>	Sala, copa, cozinha	1,5
<b>03</b>	Sanitários	1,5

Fonte: NBR 6120 (2019), trecho adaptado.

Em conformidade com a NBR 6120 (2019) os carregamentos oriundos das ações acidentais para edifícios de pavimentos tipos, podem ser multiplicados por um fator de redução  $\alpha_n$  que varia de acordo com o número de pisos, conforme tratado na tabela 8.

Tabela 8 - Multiplicador  $\alpha_n$  das cargas variáveis

<b>Número de pisos que atuam sobre o elemento</b>	<b>Multiplicador <math>\alpha_n</math> das cargas variáveis</b>
1 a 3	1
4	0,8
5	0,6
6 ou mais	0,4

Fonte: NBR 6120 (2019, p. 41).

A NBR 6120 (2019) aponta como são feitas as reduções de carga, como é o caso de térreos e garagem e áreas análogas, exemplificadas na figura 9.

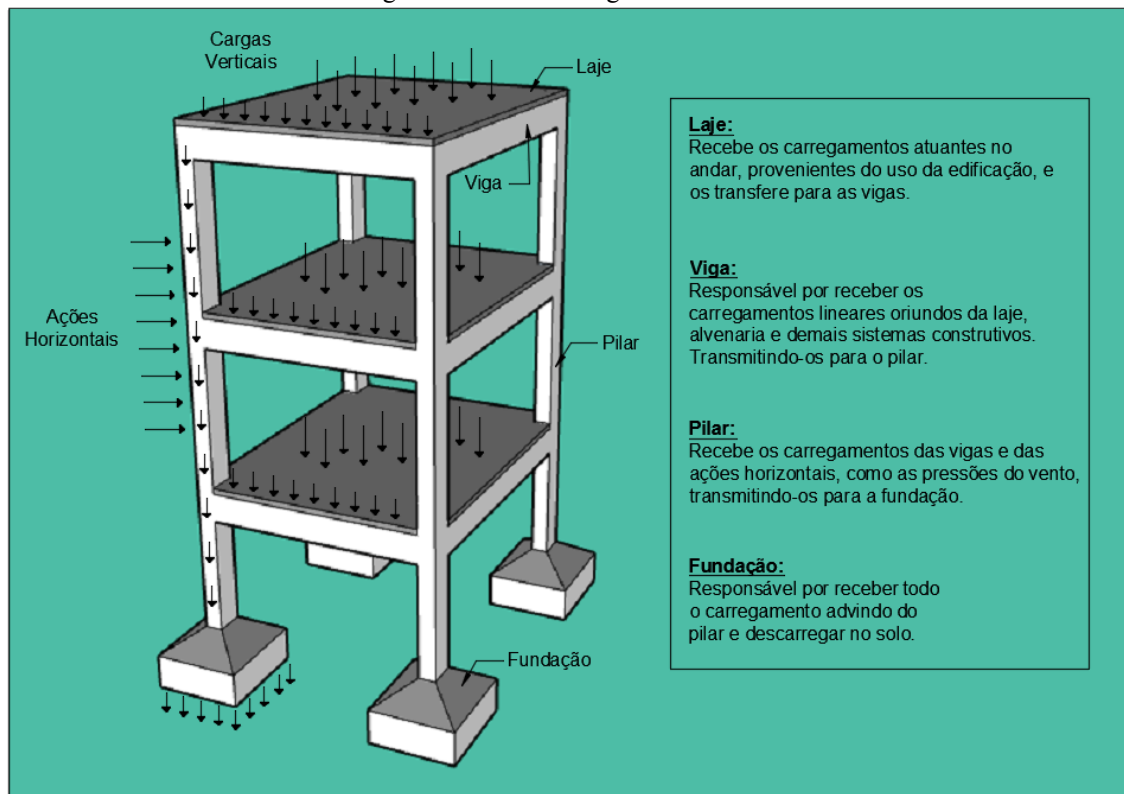
Figura 9 - Exemplos Para Edificações de Uso Típico

Cobertura	$1,0 \times q_k$
Ático	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,8 \times q_k$
Uso1	$0,6 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$
Térreo	$1,0 \times q_k$
Garagens	$1,0 \times q_k$

Fonte: NBR 6120 (2019, p. 42).

Analisando os esforços internos solicitantes, foi verificado o fluxo dos carregamentos nos elementos construtivos (figura 10), inicialmente com as cargas das lajes, em seguida esses esforços são transmitidos às vigas, pilares, elementos de fundações e por fim descarregado no solo. Já as cargas horizontais são suportadas pelas estruturas de contraventamento.

Figura 10 - Fluxo e cargas da estrutura



Fonte: Autoria própria, 2020.

### 3.4.1 Reações de apoio

As ações recebidas pelas lajes são descarregadas nas vigas de apoios, no estado elástico, com intensidade variável ao longo de sua extensão, esta previsão de esforço em cada elemento não é uniforme se tornando difícil de determinar e assim dificultando os cálculos desses esforços.

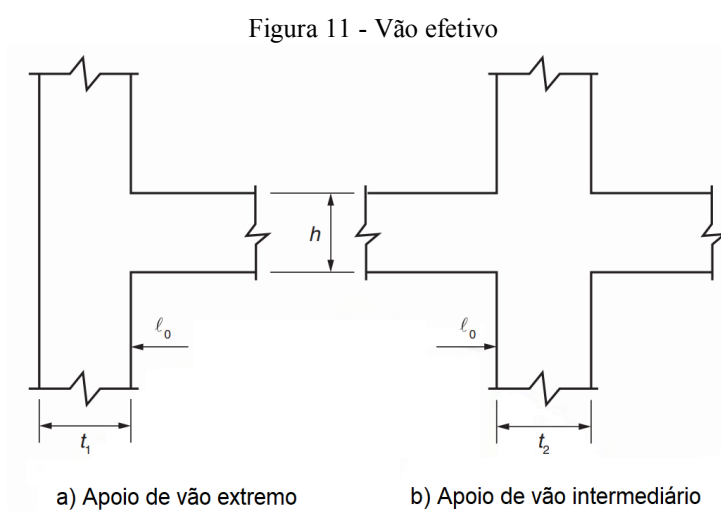
Para verificar a intensidade dessas reações em cada apoio é necessário entender como deve ser concebida a dimensão desses elementos, e para isto é definido o vão livre e o vão teórico.

O vão livre ( $l_0$ ) nas lajes e nas vigas corresponde à distância entre as faces dos apoios; quando em balanço, é considerado o comprimento da extremidade até a face do apoio.

Vão efetivo ( $l_{ef}$ ) é definido pela NBR 6118 (2014) por meio da expressão:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (3.22)$$

com  $a_1$  igual ao menor valor entre  $t_1/2$  e  $0,3h$  e  $a_2$  entre  $t_2/2$  e  $0,3h$ , (figura 11).



Fonte: NBR 6118 (2014, p. 90).

É usual os considerar o vão efetivo, sendo a distância entre os eixos dos apoios.

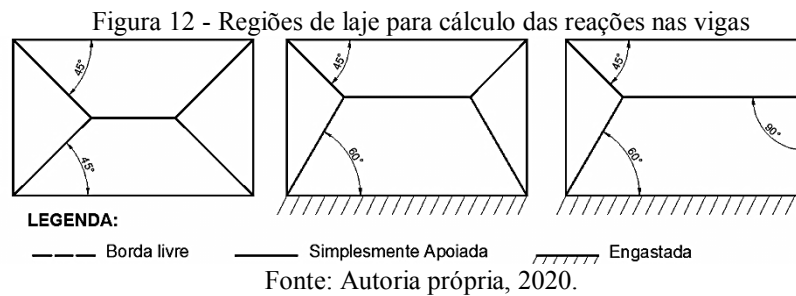
A NBR 6118 (2014) aponta que o cálculo dessas reações em lajes maciças retangulares pode ser realizado sob aproximação, apresentando-o da seguinte maneira:

As reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise efetivada com os critérios de 14.7.4, sendo que essas reações podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio (NBR 6118, 2014, p. 96).

Quando a análise plástica não for efetuada, as chameras podem se aproximadas por retas inclinadas partindo do vértice, e dependendo das condições de apoio, obedecerem aos seguintes ângulos:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Desta forma a laje ficará dividida em regiões que irá transferir para as vigas, um carregamento tido como uniforme, de acordo com sua área de influência, na figura 12 a seguir exemplo de três tipos de lajes, apresentando uma das formas de determinação dos carregamentos.



Temos a abordagem de outras formas de se obter essas reações de apoio sendo a segunda descrita por Carvalho e Figueiredo (2014) que simplifica o cálculo das reações das vigas apresentando as expressões abaixo:

- reações nas direções x e y nas vigas em bordas simplesmente apoiadas:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (3.23)$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (3.24)$$

- reações nas direções x e y nas vigas em bordas engastadas:

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (3.25)$$

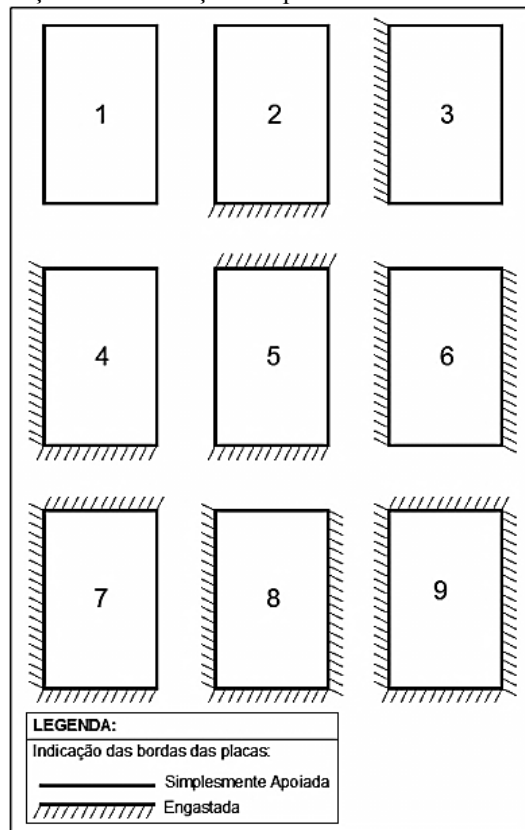
$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (3.26)$$

Onde o valor da variável k é encontrado por meio de tabelas que depende do parâmetro  $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$ , onde  $\lambda$  reflete a geometria da laje;  $l_x$  foi sempre a menor dimensão da superfície da placa retangular; e  $l_y$  sua maior dimensão.



Essas tabelas estarão correlacionadas com o tipo de vinculação das lajes, representadas por placas isoladas, conforme figura 13.

Figura 13 - Situações de vinculação das placas isoladas constantes nos quadros



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014, p. 330), adaptada.

Numa terceira formulação de Araújo (2014b), afirma que o cálculo das reações de apoio oriundos dos carregamentos de lajes retangulares apoiadas em todo o contorno, deve ser obtida pelas seguintes expressões:

$$R_x = 0,001 \cdot r_x \cdot p \cdot l_x \quad (3.27)$$

$$R_y = 0,001 \cdot r_y \cdot p \cdot l_y \quad (3.28)$$

$$R_{xe} = 0,001 \cdot r_{xe} \cdot p \cdot l_x \quad (3.29)$$

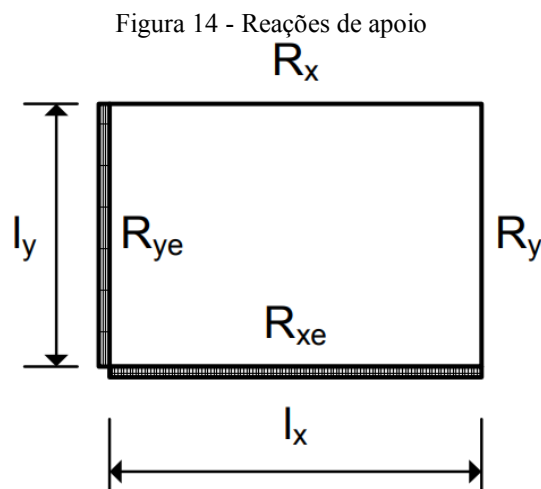
$$R_{ye} = 0,001 \cdot r_{ye} \cdot p \cdot l_y \quad (3.30)$$

Onde:

- $p$  e a carga uniformemente distribuída, perpendicular à face da laje;
- $R_x$  reação de apoio por unidade de comprimento no lado  $l_x$ , quando este lado for um apoio simples;
- $R_y$  reação de apoio por unidade de comprimento no lado  $l_y$ , quando este lado for um apoio simples;

- $R_{xe}$  reação de apoio por unidade de comprimento no lado  $l_x$ , quando este lado for um engaste;
- $R_{ye}$  reação de apoio por unidade de comprimento no lado  $l_y$ , quando este lado for um engaste;
- $r_x$ ,  $r_y$ ,  $r_{xe}$  e  $r_{ye}$ , coeficientes obtidos nas tabelas, correspondente a cada tipo de reação;
- $l_x$  e  $l_y$  as dimensões dos lados em suas respectivas direções.

Na figura 14 indica as grandezas correspondentes acima.



Fonte: Araújo (2014b, p. 364).

A relação entre os lados da laje retangular,  $l_x/l_y$  ou  $l_y/l_x$  é o parâmetro de entrada para obter os coeficientes expressos nas tabelas de Araújo (2014b), esta relação foi sempre menor ou igual a 1. A figura 15 aborda os coeficientes, para a laje retangular simplesmente apoiada.

Figura 15 - Laje retangular simplesmente apoiada

$l_x/l_y$	$r_x$	$r_y$	$l_y/l_x$	$r_x$	$r_y$
0,50	269	366	1,00	250	250
0,55	268	353	0,95	260	253
0,60	267	340	0,90	270	256
0,65	266	326	0,85	281	259
0,70	265	315	0,80	291	261
0,75	263	303	0,75	303	263
0,80	261	291	0,70	315	265
0,85	259	281	0,65	326	266
0,90	256	270	0,60	340	267
0,95	253	260	0,55	353	268
1,00	250	250	0,50	366	269

Fonte: Araújo (2014b, p. 367), adaptada.

### 3.4.2 Solicitações iniciais nos pilares

A ligação entre o pilar e a viga pode ser definida de acordo com o grau de rigidez desses elementos e da forma como estão interligados. Quanto à vinculação, esta ligação pode ser classificada como rígida, semirrígida ou rotulada.

Para Santos (2016) a redistribuição dos esforços nas estruturas depende da rigidez da ligação entre pilar e viga, impactando na análise do modelo estrutural e dimensionamento.

Os pilares intermediários inicialmente não absorvem momentos, já que existe continuidade do viga, sobre os mesmos, nas duas direções. Já os pilares de extremidade e os de canto, devido a não continuidade das vigas sobre os mesmos, passam a absorver momentos fletores iniciais, sendo função da rigidez, entre os dois elementos. (GONÇALVES, 2019, p. 94).

Na avaliação de pilares de extremidade existe um esforço inicial de flexão composta reta. Para pilares de canto o esforço inicial é a de flexão composta oblíqua. (GONÇALVES, 2019).

A NBR 6118 (2014) tratando de vigas contínuas cita no item 14.6.6.1, alínea c que: na ausência de cálculos exatos referentes tipo de vinculação entre o pilar e a viga deve ser considerado um momento fletor nos apoios extremos, com intensidade igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos seguintes coeficientes:

na viga:

$$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (3.31)$$

- no tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (3.32)$$

- no tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (3.33)$$

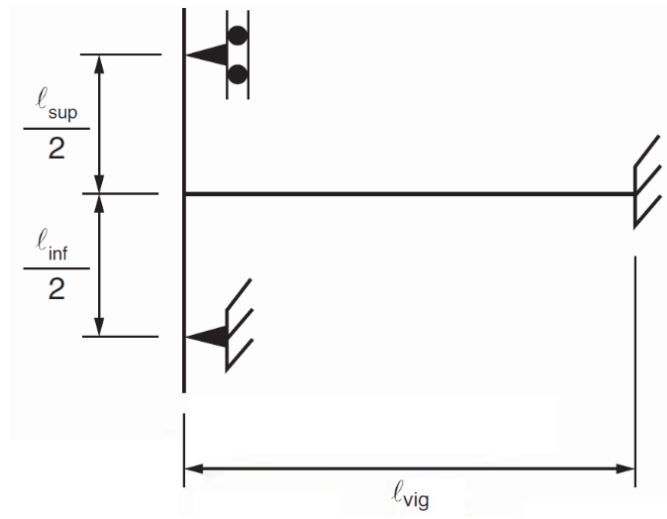
sendo:

$$r_i = \frac{\alpha \cdot I_i}{l_i} \quad (3.34)$$

onde,  $r_i$  é a rigidez do elemento  $i$  no nó considerado;

Na figura 16 temos a representação da NBR 6118 (2014) da aproximação do modelo de apoios externos.

Figura 16 - Aproximação de apoios externos



Fonte: NBR 6118 (2014, p. 94).

## 4 METODOLOGIA

O procedimento metodológico deste presente trabalho consistiu na análise do comportamento da estrutura de um edifício de concreto armado mediante a aplicação de carregamentos, avaliando o desempenho apresentado pelo pórtico plano, com o intuito de obter os esforços internos solicitantes, com uso da ferramenta computacional, o *Ftool*.

O *Ftool*, sendo um software livre e de acesso gratuito, é capaz de realizar análises estruturais em pórticos planos e que permite ao usuário definir modelos de forma simples e eficiente. De forma que existem três modos de resultados para a análise de pórticos planos no *Ftool*, sendo estes: Diagrama, Linha de influência e Envoltória de efeitos de trem-tipo (MARTHA, 2012).

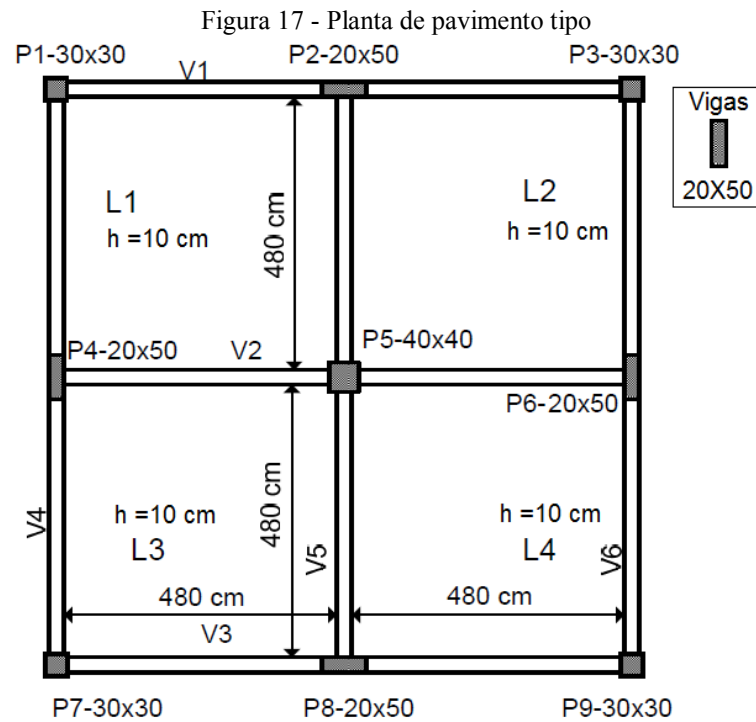
A coleta de dados do peso específico dos elementos construtivos obedeceu a NBR 6120 (2019). Para a obtenção de tais informações, considerou-se os elementos presentes na Figura 11 com a transmissão desses esforços conforme o fluxo de cargas demonstrado na Figura 14. Após a obtenção de cargas, utilizou-se o modo de diagrama, gerando os gráficos dos esforços e resultados, que possibilitou a análise dos parâmetros de instabilidade global e por fim, possibilitou a comparação entre o comportamento dos elementos estruturais.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO

O objeto de estudo escolhido para esta pesquisa foi uma edificação residencial multifamiliar desenvolvido por Araújo (2000). Esta edificação possui características simétricas, conforme pode ser observado na planta de forma do pavimento tipo, representada na Figura 17.

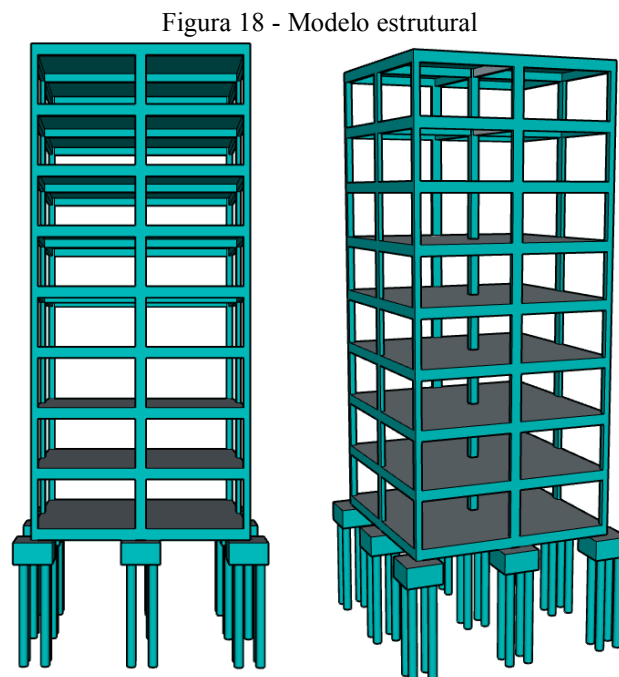
O edifício composto por oito pavimentos tipo e uma laje de cobertura, tendo nove pilares, cujas dimensões estão apresentadas na planta baixa, vigas com seção de 20 cm x 50 cm, lajes maciças com espessura de 10 cm, altura entre pisos  $h = 2,80$  m, e alvenarias com 2,30 m de altura, não sendo consideradas as aberturas nas paredes.

O concreto utilizado no estudo possui  $f_{ck}$  de 25 MPa.



A escolha deste modelo se deu devido sua simetria, o que permitiu uma abordagem mais ampla no cálculo dos esforços internos solicitantes, considerando um número menor de elementos, de modo a proporcionar uma melhor compreensão dos resultados.

Na Figura 18 observa-se a modelagem 3D da edificação.



Fonte: Autoria própria, 2020.

## 4.2 PROCEDIMENTO DE ANÁLISES

Realizou-se um levantamento de todos os carregamentos oriundos das ações verticais permanentes e acidentais, obedecendo aos critérios das normas vigentes. Neste levantamento foi possível avaliar o comportamento dos esforços internos solicitantes na estrutura.

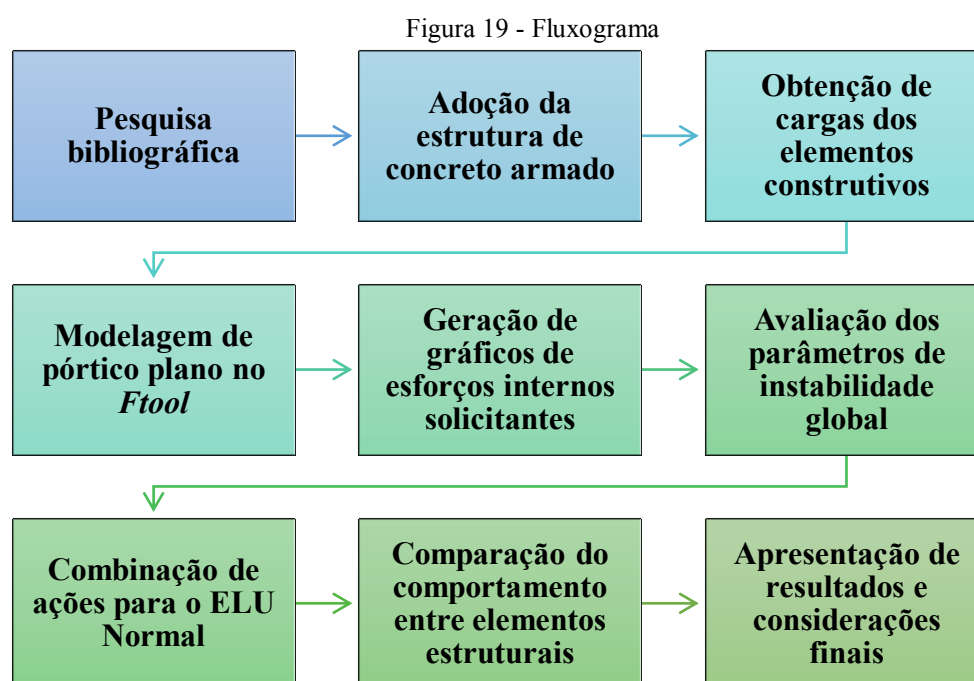
Na verificação dos parâmetros de instabilidade global, a rigidez dos elementos foi reduzida, de acordo com as equações 3.12 a 3.14, sendo realizada apenas em uma direção, devido à simetria do edifício.

Para obter a força dinâmica do vento, foi levado em consideração que o edifício está localizado em um subúrbio na cidade de São Paulo/SP, em uma área coberta por obstáculos numerosos e pouco espaçada. Desta forma, obteve-se os fatores para o cálculo da força de arrasto aplicada em uma única direção devido a simetria do edifício.

Realizou-se duas combinações para estado limite último normal para os esforços normal, cortante e momento fletor nos pilares e vigas, adotando o esforço interno solicitante máximo obtido, considerando cada carga variável como ação principal.

Mediante os resultados obtidos foi levantada uma comparação entre as componentes de esforços internos solicitantes nos elementos estruturais abordados. Todos os critérios de cálculo e as equações estão fundamentados na NBR 6118 (2014) e demais normas vigentes.

Na Figura 19, pode-se observar um organograma que demonstra a sequência das atividades descritas nesta metodologia para desenvolvimento do presente trabalho.



Fonte: Autoria própria, 2020

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico foram abordadas as discussões dos resultados obtidos por meio dos cálculos efetuados e gráficos de esforços internos solicitantes, apresentados nos apêndices.

### 5.1 LEVANTAMENTO DE CARGAS

Na tabela 9 temos o levantamento realizado das cargas permanentes na laje considerando os itens explanados na figura 8.

Tabela 9 - Cargas na Laje

Levantamento de cargas (L1, L2, L3, e L4)					
Carga	sigla	Descrição	kN/m <sup>3</sup>	e (cm)	kN/m <sup>2</sup>
<b>Per. P. próprio</b>	g <sub>1</sub>	Peso próprio da laje	25,00	10,00	2,50
<b>Total (g<sub>1</sub>)</b>					<b>2,50</b>
<b>Per. adicional</b>	g <sub>2</sub>	Revestimento inferior do piso	19,00	1,00	0,19
		Revestimento do piso	21,00	2,00	0,42
		Piso Cerâmico	-	-	0,20
		Forro (com placa de gesso)	-	-	0,19
<b>Total (g<sub>2</sub>)</b>					<b>1,00</b>
<b>Total geral (g)</b>					<b>3,50</b>

Fonte: Autoria própria, 2020.

Diante dos resultados obtidos, é possível visualizar as cargas permanentes distribuídas na laje, divididas em peso próprio e permanentes adicionais. O peso próprio da laje representa, 71,43% do carregamento total permanente da laje, logo, em caso de necessidade de redução de peso as dimensões das lajes serão indicadas para possíveis reduções, sendo necessário atender aos critérios e dimensões mínimas definidas pela norma.

Dietz tratando sobre o carregamento, cita que:

Um carregamento é especificado pelo conjunto de ações que têm probabilidade não desprezível de atuação simultânea. Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. (DIETZ, 2014, p. 23).



As cargas precisam ser levantadas de forma eficiente, de modo que no dimensionamento da estrutura sejam consideradas todas as ações que possam estar submetidas, com a atribuição dos respectivos coeficientes de ponderação para a realização das combinações, conforme a finalidade.

Os carregamentos nas lajes foram distribuídos em toda a sua área de utilização, sendo considerado um vão efetivo para cálculo:  $l_x = l_y = 5$  m, para as lajes L1, L2, L3 e L4.

As cargas variáveis acidentais devem ser avaliadas de acordo com os ambientes, conforme orientação da NBR 6120 (2019), para simplificação do cálculo fora adotado o valor de  $1,5 \text{ kN/m}^2$  (tabela 10).

Tabela 10 - Cargas variável acidental na Laje

Levantamento de cargas (L1, L2, L3, e L4)					
Carga	sigla	Descrição	$\text{kN/m}^3$	e (cm)	$\text{kN/m}^2$
Acidental	q	Edificação residencial	1,50		1,50
<b>Total geral</b>					<b>1,50</b>

Fonte: Autoria própria, 2020.

### 5.1.1 Cargas nas vigas

Será utilizado o método de Araújo (2014b) para o cálculo das reações das lajes nas vigas.

Sendo o vão efetivo  $l_x = l_y = 5$  m, logo  $\frac{l_x}{l_y} = 1$ . Para este tipo de vinculação da laje, recai no caso 4 (figura 13), onde o valor dos parâmetros, são  $r_x = 162$ ,  $r_y = 162$ ,  $r_{xe} = 338$  e  $r_{ye} = 338$ .

Por meio das equações 3.27 a 3.30 os resultados obtidos para as reações nos apoios para os eixos x e y estão representados abaixo:

$$R_x = 0,001 \cdot r_x \cdot p \cdot l_x$$

$$R_x = 0,001 \cdot 162 \cdot 3,50 \cdot 5$$

$$R_x = 2,835 \text{ kN/m}$$

$$R_y = 0,001 \cdot r_y \cdot p \cdot l_y$$

$$R_y = 0,001 \cdot 162 \cdot 3,50 \cdot 5$$

$$R_y = 2,835 \text{ kN/m}$$

$$R_{xe} = 0,001 \cdot r_{xe} \cdot p \cdot l_x$$

$$R_{xe} = 0,001 \cdot 338 \cdot 3,50 \cdot 5$$

$$\mathbf{R_{xe} = 5,915 \text{ kN/m}}$$

$$R_{ye} = 0,001 \cdot r_{ye} \cdot p \cdot l_y$$

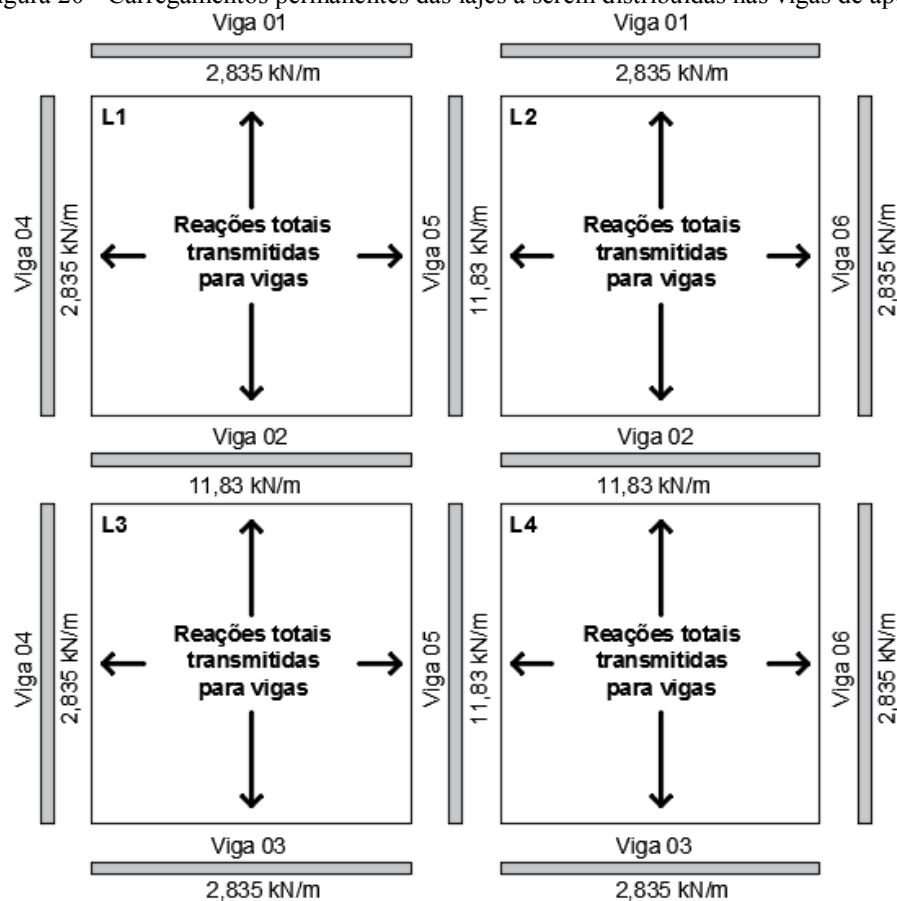
$$R_{ye} = 0,001 \cdot 338 \cdot 3,50 \cdot 5$$

$$\mathbf{R_{ye} = 5,915 \text{ kN/m}}$$

Este carregamento corresponde a distribuição linearmente das cargas de reação da laje nas vigas.

Na figura 20 temos a representação da transmissão das reações das lajes para as vigas.

Figura 20 - Carregamentos permanentes das lajes a serem distribuídas nas vigas de apoio



Fonte: Autoria própria, 2020.

Os resultados das reações da laje devido a ação variável acidental foram obtidos utilizando o mesmo método de cálculo para as cargas permanentes.

$$R_x = 0,001 \cdot r_x \cdot p \cdot l_x$$

$$R_x = 0,001 \cdot 162 \cdot 1,50 \cdot 5$$

$$\mathbf{R_x = 1,215 \text{ kN/m}}$$

$$R_y = 0,001 \cdot r_y \cdot p \cdot l_y$$

$$R_y = 0,001 \cdot 162 \cdot 1,50 \cdot 5$$

$$\mathbf{R_y = 1,215 \text{ kN/m}}$$

$$R_{xe} = 0,001 \cdot r_{xe} \cdot p \cdot l_x$$

$$R_{xe} = 0,001 \cdot 338 \cdot 1,50 \cdot 5$$

$$\mathbf{R_{xe} = 2,535 \text{ kN/m}}$$

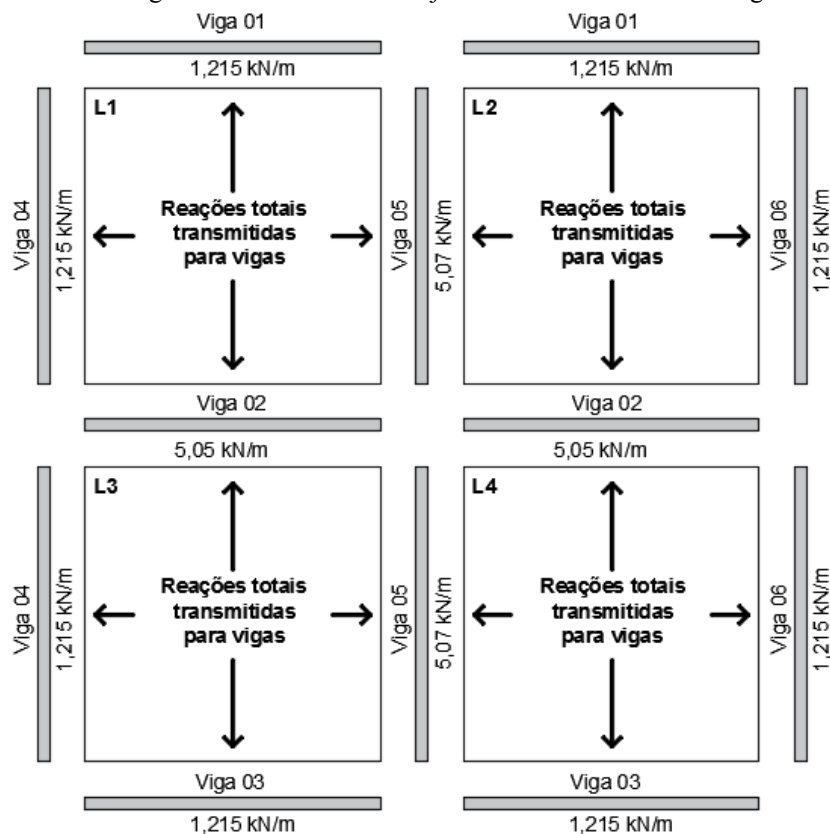
$$R_{ye} = 0,001 \cdot r_{ye} \cdot p \cdot l_y$$

$$R_{ye} = 0,001 \cdot 338 \cdot 1,50 \cdot 5$$

$$\mathbf{R_{ye} = 2,535 \text{ kN/m}}$$

Na figura 21 temos a representação da transmissão das reações das lajes para as vigas.

Figura 21 - Carregamentos acidentais das lajes a serem distribuídas nas vigas de apoio



Fonte: Autoria própria, 2020.

### 5.1.2 Carregamento final das vigas

Os dados das tabelas 11 e 12 correspondem aos resultados dos carregamentos finais das vigas, somando seu peso próprio, peso da alvenaria e os carregamentos oriundos das lajes.

Tabela 11 – Carregamento permanente linearmente distribuído nas vigas V1, V3, V4 e V6

Carregamento	sigla	Descrição	kN/m <sup>3</sup>	l (cm)	h (cm)	kN/m
Permanente	g <sub>1</sub>	Peso próprio da viga	25,00	20,00	50,00	2,50
	g <sub>2</sub>	Carga de alvenaria	13,00	15,00	230,00	4,49
		Reações da laje	-	-	-	2,84
<b>Total geral</b>						<b>9,82</b>

Fonte: Autoria própria, 2020.

A concepção deste resultado foi retirada do trecho de um metro da viga gerando uma carga linearmente distribuída.

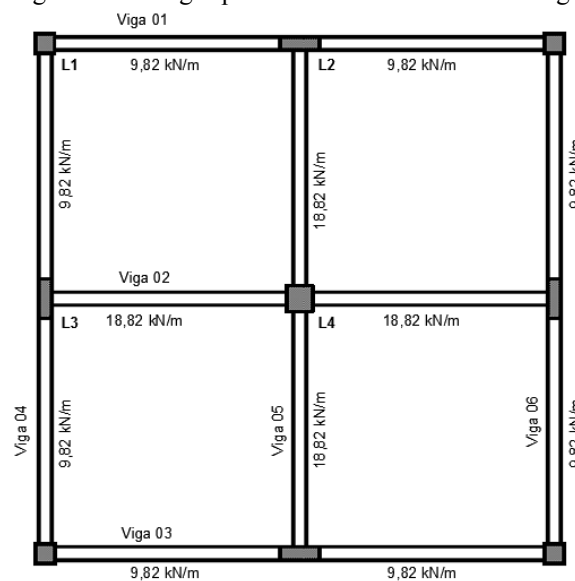
Tabela 12 – Carregamento permanente linearmente distribuído nas vigas V2 e V5

Carregamento	sigla	Descrição	kN/m <sup>3</sup>	l (cm)	h (cm)	kN/m
Permanente	g <sub>1</sub>	Peso próprio da viga	25,00	20,00	50,00	2,50
	g <sub>2</sub>	Carga de alvenaria	13,00	15,00	230,00	4,49
		Reações da laje	-	-	-	11,83
<b>Total geral</b>						<b>18,82</b>

Fonte: Autoria própria, 2020.

Para melhor visualização, os resultados foram distribuídos nas vigas do pavimento conforme figura 22.

Figura 22 – Cargas permanentes distribuídas nas vigas



Fonte: Araújo (2000, p. 7), adaptada.

Para os carregamentos acidentais os resultados estão abordados na tabela 13:

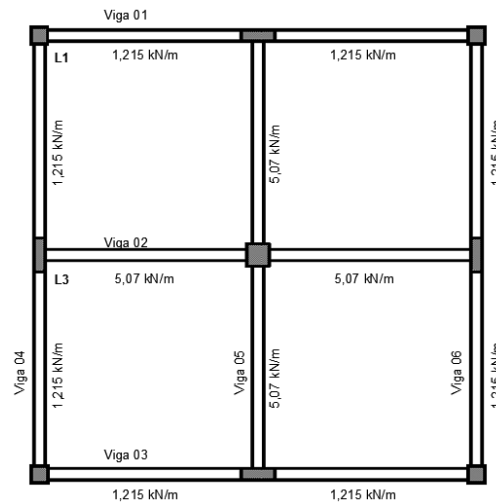
Tabela 13 - Carregamento acidental linearmente distribuído nas vigas

Carregamento	Descrição	Vigas	sigla	kN/m
Variável	Carga acidental	V1, V3, V4 e V6	q <sub>1</sub>	1,215
		V2 e V5	q <sub>1</sub>	5,070

Fonte: Autoria própria, 2020.

Na figura 23 estão abordados os resultados da distribuição das cargas acidentais das vigas.

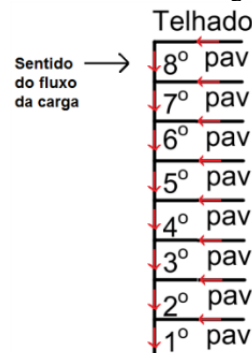
Figura 23 – Cargas acidentais distribuídas nas vigas



Fonte: Araújo (2000, p. 7), adaptada.

Para obtenção da reação das vigas nos pilares foi usado o Ftool, desta forma, seguindo o fluxo de cargas, a intensidade das ações verticais vai se amplificando nos pilares, partindo para do pavimento da cobertura até o andar inferior (figura 24), descarregando todas as cargas na fundação, e esta por sua vez ao solo.

Figura 24 - Fluxo de carregamento



Fonte: Araújo (2000, p. 15), adaptada.

Para um correto levantamento das ações, foram calculados os carregamentos na laje de cobertura levando em conta seu peso próprio e o peso próprio das vigas, os carregamentos advindos do reservatório, telhado, máquinas e/ou outro equipamentos existente na edificação. Para esta avaliação, foi admitiu-se como forma de simplificação de cálculo, o carregamento laje de cobertura igual ao do pavimento tipo.

Os resultados das cargas permanentes verticais do peso próprio do pilar, apresenta os seguintes valores para os pavimentos, com exceção da laje de cobertura (tabela 14).

Tabela 14 - Carga permanentes nos pilares nos pavimentos (kN)

Pilar	Dimensões			m <sup>3</sup>	P.P. por lance de pilar (kN)
	x (cm)	y (m)	h (m)		
01	30	30	2,8	0,252	6,30
02	50	20	2,8	0,280	7,00
03	30	30	2,8	0,252	6,30
04	20	50	2,8	0,280	7,00
05	40	40	2,8	0,448	11,20
06	20	50	2,8	0,280	7,00
07	30	30	2,8	0,252	6,30
08	50	20	2,8	0,280	7,00
09	30	30	2,8	0,252	6,30

Fonte: Autoria própria, 2020.

## 5.2 CÁLCULO DAS AÇÕES ORIUNDAS DO VENTO

O cálculo das ações dinâmicas do vento no edifício foi executado no apêndice A, em apenas uma das direções devido a simetria dos elementos estruturais.

Por se tratar de um edifício de pequeno porte o valor da velocidade básica do vento foi adotado por meio do gráfico isopletras apresentado na figura 3.

$V_0 = 45$  m/s, considerando uma edificação localizada no subúrbio de uma cidade do estado de São Paulo; Este valor é o segundo mais elevado neste gráfico, sendo  $V_0 = 50$  m/s o de maior intensidade. Esta consideração inicial é importante para o projetista avaliar a estrutura de um edifício e buscar a melhor concepção que atenda aos critérios almejados.

O fator  $S_1 = 1,0$  foi obtido considerando um terreno plano ou francamente acidentado e o fator  $S_3 = 1,0$  que considera o grau de segurança que é requerido para atender a vida útil

das construções. Para o último fator o valor máximo corresponde a 1,10, utilizado para edificações que se caracterizam como abrigos em caso de alguma catástrofe, para o nosso caso o valor 1,00 atende ao critério estabelecido pela norma.

Para o cálculo do vento característico, pressão dinâmica e força de arrasto, deve-se considerar o fator  $S_2$  que foi calculado para cada altura equivalente a cada nível da laje dos pavimentos.

Na tabela 15 estão expressos esses resultados.

Tabela 15 - Força de arrasto ao nível da laje

<b>Pav.</b>	<b>Z* (m)</b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>V<sub>k</sub> (m/s)</b>	<b>q<sub>k</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>F<sub>a</sub> (kN)</b>
<b>01</b>	2,80	0,72	32,62	0,65	24,22
<b>02</b>	5,60	0,79	35,58	0,78	28,81
<b>03</b>	8,40	0,83	37,43	0,86	31,88
<b>04</b>	11,20	0,86	38,80	0,92	34,26
<b>05</b>	14,00	0,89	39,89	0,98	36,22
<b>06</b>	16,80	0,91	40,81	1,02	37,91
<b>07</b>	19,60	0,92	41,61	1,06	39,40
<b>08</b>	22,40	0,94	42,31	1,10	20,37

\* altura ao nível das lajes

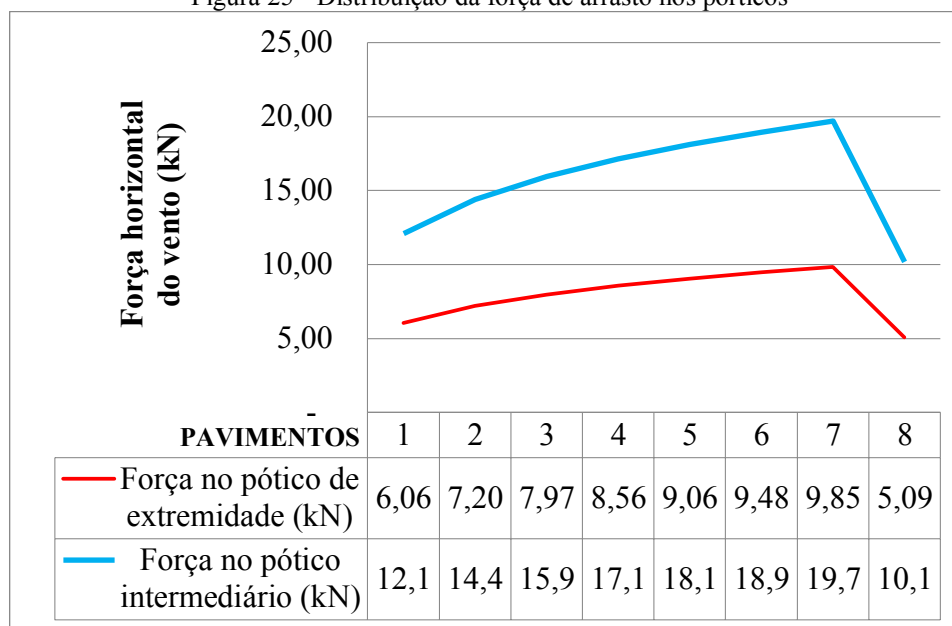
Fonte: Autoria Própria, 2020.

Mediante os dados representados na tabela acima é possível visualizar uma intensidade crescente da ação dos ventos para os pavimentos superiores devido ao aumento de sua velocidade em altitudes mais elevadas. A força de arrasto regrediu no oitavo pavimento em consequência da aplicação desta ação acontecer em uma área efetiva inferior às demais.

Os valores obtidos correspondem à força de arrasto distribuída nos pavimentos, portanto, é necessário avaliar os componentes de força aplicados nos pórticos.

Na figura 25 é apresentado o gráfico referente as forças de arrastos distribuídas nos pórticos de extremidade e intermediário.

Figura 25 - Distribuição da força de arrasto nos pórticos



Fonte: Autoria própria, 2020.

Mediante os resultados nota-se para todos os pavimentos que o pórtico de intermediário está submetido a uma magnitude de força de arrasto maior que o pórtico extremidade devido a área de influência, equivalente a 50 %.

Na análise da estrutura é fundamental avaliar seu comportamento de forma geral, e sempre que possível, distribuir os pórticos de modo a garantir o equilíbrio da rigidez destes elementos. Esta decisão deve ser tomada com o intuito de evitar esforços internos solicitantes indesejáveis, como o de torção nos pilares.

Sabe-se que um edifício solicitado pela ação do vento, tem sua estrutura mobilizada e que os esforços internos solicitantes desenvolvidos em cada elemento estão relacionados com a sua rigidez (PEREIRA; RAMALHO, 2007).

Os gráficos gerados por meio do *Ftool* (apêndice C) para o pórtico intermediário mostra que a ação do vento é capaz de gerar esforços internos solicitantes nos elementos estruturais e suas intensidades devem ser consideradas.

Diferente das ações verticais onde o esforço normal, devido a simetria da estrutura, é praticamente nulo a ação do vento foi capaz de gerar momentos fletores no pilar central de intensidades consideráveis para efeitos locais. Para os pilares de extremidade absorvem esforços de tração para a face de barlavento e compressão para a face de sotavento.



### 5.3 CÁLCULO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE $\alpha$

Tomando como base a NBR 6118 (2014) e os dados dos resultados do apêndice E pode-se afirmar que o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  é um processo eficiente e simples que tem a capacidade de classificar a estrutura como sendo de nós fixos ou de nós móveis partindo de uma análise de primeira ordem.

Na primeira investigação, onde não foi considerado a não linearidade física, o valor de  $\alpha_1 = 0,391$  garantiria que a estrutura fosse classificada como de nós fixos, e conseqüentemente, os efeitos globais de segunda ordem seriam desconsiderados.

Quando atendida a redução da rigidez nas vigas e pilares, conforme orienta a NBR 6118 (2014), o valor de  $\alpha_1 = 0,533$  levou a estrutura para o novo patamar sendo considerada de nós móveis. Portanto, a estrutura reque atenção quanto aos efeitos globais de segunda ordem.

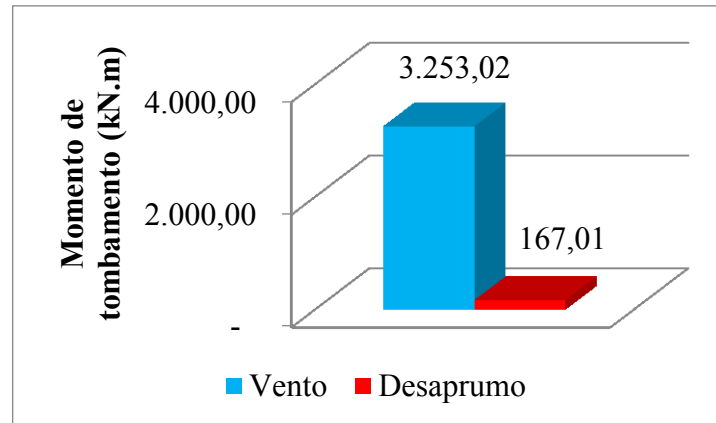
É importante frisar que, de acordo com os resultados, a variação dos deslocamentos nos dois casos excedeu o percentual de 44 % para ambos os pórticos. Conseqüentemente, constatou variação nos esforços internos solicitantes.

### 5.4 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Os resultados dos cálculos no apêndice F foram obtidos a princípio para comparar a intensidade da ação do desaprumo com as ações dos ventos, a princípio para confirmar seu uso.

A NBR 6118 (2014) impõe as condições de sua utilização mediante o cálculo do desaprumo das edificações. Em comparação com força do vento sua aplicação é garantida quando sua magnitude for superior a 30 % da ação do vento.

Figura 26 - Gráfico de desaprumo vs. força do vento



Fonte: Autoria própria, 2020.

Segundo os resultados apresentados no gráfico o momento de tombamento em razão do desaprumo equivale a um percentual de 5,35 % em relação ao momento de tombamento por ação das forças dinâmicas do vento. Nessas condições o desaprumo será desconsiderado.

## 5.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO NORMAL

Para cálculo das combinações (ELU) normal, segue a expressão e coeficiente abaixo:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{g1k} + \sum \psi_{0j} F_{gjk}) + \gamma_{\varepsilon g} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon gk} \quad (5.5)$$

Carga Permanente  $\gamma_g = 1,4$

Carga Acidental  $\gamma_q = 1,4$   $\psi_{q01} = 0,5$

Carga do vento  $\gamma_q = 1,4$   $\psi_{q02} = 0,6$

Foi calculado duas combinações para os pilares P4, P5 e P6, do pórtico intermediário considerando os esforços na base do pilar, de modo que a combinação em cada elemento estrutural parte dos esforços originados das cargas permanentes, acidentais e força do vento:

- As cargas permanentes devem ser obrigatoriamente consideradas em toda combinação;
- A solicitação variável tratada como principal, não deverá ser minorada;
- Os valores dos coeficientes de ponderação foram retirados das tabelas 1 e 2.

### COMBINAÇÃO 01 – Esforços na base dos pilares

$$1,4 \cdot C. \text{ Perm. (C.P. + P.P.)} + 1,4 \cdot C. \text{ Acidental} + 1,4 \cdot 0,6 \cdot C. \text{ Vento}$$

Tabela 16 - Esforços internos solicitantes - Pórtico intermediário – Comb. 01

	P 04 EXTREMIDADE	P 05 INTERMEDIÁRIO	P 06 EXTREMIDADE
--	---------------------	-----------------------	---------------------

<b>Esforço Normal</b>	$N_d = -1.866,64 \text{ kN}$	$N_d = - 3.075,90 \text{ kN}$	$N_d = - 2.103,64 \text{ kN}$
<b>Esforço Cortante</b>	$F_d = 10,95 \text{ kN}$	$F_d = 71,05 \text{ kN}$	$F_d = 24,29 \text{ kN}$
<b>Momento fletor</b>	$M_d = 32,55 \text{ kN.m}$	$M_d = 128,67 \text{ kN.m}$	$M_d = 32,44 \text{ kN.m}$

Fontes: Autoria própria, 2020.

Mediante os dados obtidos na tabela 16 nota-se que o pilar de extremidade 06 apresentou os esforços internos solicitantes superiores em relação ao pilar 04, para a força normal e cortante, e embora estejam nas mesmas condições físicas e geométricas, essa variação se deve à força horizontal provenientes dos ventos, que geram esforços distintos para cada um deles, com exceção, nesta estrutura para o momento fletor cujos resultados foram próximos.

No pilar intermediário 05, a força dinâmica do vento proporcionou um momento fletor superior aos demais pilares, considerando que pela simetria deste edifício, as forças verticais avaliadas para esforço de 1ª ordem não geram esse tipo de esforço nesse pilar.

A força normal com maior intensidade se concentra no pilar central, o que já era esperado pela área de influência que o envolve.

### **COMBINAÇÃO 02 – Esforços na base dos pilares**

$$1,4 \cdot C. \text{ Perm.}(\text{C.P.} + \text{P.P.}) + 1,4 \cdot C. \text{ Vento} + 1,4 \cdot 0,5 \cdot C. \text{ Acidental}$$

Na combinação 02 os resultados comparativos da tabela 17 entre os pilares assemelham com relação ao comparativo entre os pilares da combinação 01.

Tabela 17 - Esforços internos solicitantes - Pórtico de extremidade – Comb. 02

	<b>P 04 EXTREMIDADE</b>	<b>P 05 INTERMEDIÁRIO</b>	<b>P 06 EXTREMIDADE</b>
<b>Esforço Normal</b>	$N_d = - 1.689,84 \text{ kN}$	$N_d = - 2.762,83 \text{ kN}$	$N_d = - 2.084,85 \text{ kN}$
<b>Esforço Cortante</b>	$F_d = 23,44 \text{ kN}$	$F_d = 118,41 \text{ kN}$	$F_d = 35,29 \text{ kN}$
<b>Momento fletor</b>	$M_d = 49,40 \text{ kN.m}$	$M_d = 214,45 \text{ kN.m}$	$M_d = 49,22 \text{ kN.m}$

Fontes: Autoria própria, 2020.

Nota-se, porém, um aumento na intensidade no esforço cortante e momento fletor, e isso é proporcionado pela aplicação majorada da ação do vento, que por ser aplicada perpendicularmente a esses elementos favorecem a elevação desses esforços.

### **ESFORÇOS MAIS DESFAVORÁVEIS – Esforços na base dos pilares**

A tabela 18 foi gerada por meio de uma coleta de dados por comparativo entre as duas combinações, considerando o esforço de maior intensidade permitindo considerar a situação mais desfavorável.

Tabela 18 - Esforços internos solicitantes - Pórtico de extremidade – Mais desfavoráveis

	<b>P 04 EXTREMIDADE</b>	<b>P 05 INTERMEDIÁRIO</b>	<b>P 06 EXTREMIDADE</b>
<b>Esforço Normal</b>	$N_d = -1.866,64 \text{ kN}$	$N_d = - 3.075,90 \text{ kN}$	$N_d = - 2.103,64 \text{ kN}$
<b>Esforço Cortante</b>	$F_d = 23,44 \text{ kN}$	$F_d = 118,41 \text{ kN}$	$F_d = 35,29 \text{ kN}$
<b>Momento fletor</b>	$M_d = 49,40 \text{ kN.m}$	$M_d = 214,45 \text{ kN.m}$	$M_d = 49,22 \text{ kN.m}$

Fontes: Aatoria própria, 2020.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho é possível perceber a complexidade necessária para análise dos esforços internos solicitantes em uma estrutura de concreto armado, ressaltando a importância de um conhecimento bem fundamentado neste ambiente vasto que é a engenharia civil.

Por meio dos cálculos efetuados durante o estudo concluiu-se que é viável o aperfeiçoamento das bases teóricas apresentadas na rede acadêmica levando ao fortalecimento dos conhecimentos com o uso de ferramentas computacionais.

Mediante a pesquisa trabalhada compreendeu-se que um bom levantamento de cargas é imprescindível para dimensionar estruturas com viabilidade econômica, garantindo sua qualidade e eficiência de utilização. É nesta etapa onde o conhecimento do engenheiro se torna indispensável na adoção de metodologias capazes de vislumbrar e avaliar as ações dos elementos construtivos nas edificações, visto que, através das habilidades em utilizar as informações é possível proceder com o dimensionamento de estruturas.

A abrangência dos tipos de ações também é um elemento preponderante para entender como se dá o comportamento das estruturas quando submetidas a essas aplicações se tornando num elemento indispensável na análise dos esforços.

Outro elemento de suma importância é a ação dinâmica do vento, de modo que tal ação identifica-se como uma das principais forças horizontais que devem ser avaliadas com cuidado, especialmente, para estruturas mais elevadas onde a magnitude desta força fica cada vez mais acentuada, se tornando capaz de gerar os efeitos de segunda ordem.

Os parâmetros que definem estes efeitos de segunda ordem permitem a avaliação da estrutura caracterizando suas ligações com o propósito de garantir sua estabilidade sendo exigido apreciação e cuidado quanto a forma de verificação dos deslocamentos máximos permitidos nas estruturas objetivando não comprometer sua a estabilidade global.

Diante das afirmações apresentadas ao longo deste trabalho em relação à importância de efetuar as combinações das ações com a finalidade de obter a situação mais desfavorável para a estrutura, sugiro a avaliação da ação dos efeitos de temperatura nas estruturas de concreto armado com realização das possíveis combinações de esforços.

## REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 2, n. 4, p.356-379, 2009.
- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014a. v. 1.
- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014b. v. 2.
- ARAÚJO, J. M. de. Estruturas de Concreto Armado. **Teoria e prática na engenharia civil**. Rio Grande do Sul: Editora Dunas 2000. 08 p. Notas de aula. ISSN 1677-3047. [http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas\\_arquivos/Exemplo%20de%20projeto.pdf](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas_arquivos/Exemplo%20de%20projeto.pdf). Acesso em: 26 out. 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, abr. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, set. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, jun. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, abr. 2004.
- AVILLA, M. C. **Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra**. 2016. Dissertação (Mestrado - Programa de pós-graduação em estruturas e construção civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.
- BUZO, H. A. G. **Estudo do comportamento de diafragma rígido de lajes maciças**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2017.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- DIETZ, G. **Ação do vento nas edificações**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2014.

DINIZ, C. W. S.; LAGES, E. N.; BARBOZA, A. S. R. Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede. **Revista Ibracon de estruturas e materiais**, São Paulo. v. 12, n. 4, p. 705 – 737, ago. 2019.

FEITOSA, L. A. **Estudo da estabilidade global de edifícios de múltiplos andares com lajes lisas**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, p. 182. 2016.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São paulo. São Carlos, p. 136. 2005.

GONÇALVES, F. D. R. **Manual prático para cálculo de pilares**. Teresina: fd13Engenharia, 2019. Disponível em: <http://www.fd13.com.br/>. Acesso em: 20 out. 2020.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

MACIEL, V. M. **Análise da influência da não linearidade física no comportamento não linear estático de treliças espaciais**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

MARTHA, L. F. **Ftool: Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas**. Rio de Janeiro: Tecgraf/PUC-Rio, 2012.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação (Mestrado em ciência, programa de Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MOURA, J. de. **Estabilidade global simplificada: parâmetro alfa**. Guia da Engenharia, 2020. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/parametro-alfa-estabilidade-global/>. Acesso em: 10 Nov. 2020.

NEVES, W. T. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

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

PERGHER, A. **Análise de estabilidade global e dimensionamento dos pilares de edifício de concreto armado**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

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

SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.** 2016. 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

SOARES, M. E. S.; DIOGO, L. A. C. **Análise matricial de estruturas.** Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, 2017.

SORIANO, H. L.; LIMA, S. S. **Análise de estruturas: método das forças e método dos deslocamentos.** 2. ed., Editora Ciência Moderna LTDA, Rio de Janeiro, 2006.



# APÊNDICES

## Apêndice A – Cálculo da ação do vento na estrutura

Para o cálculo das ações dos ventos foi obtido os parâmetros iniciais,  $V_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $C_a$  e  $F_a$ . Considerando uma edificação situada em uma zona de baixa turbulência.

A força do vento deve ser aplicada em todas as direções a fim de obter a situação mais desfavorável possível. Como a estrutura é simétrica nos dois eixos e com desenho em planta, quadrada, foi utilizada uma das faces para o cálculo.

O valor de  $V_0$  deve ser obtido mediante verificação do gráfico isopletras na figura 3. Considerando a edificação localizada no subúrbio de uma cidade no estado de São Paulo, adotaou-se os seguintes parâmetros:

- $V_0 = 45$  m/s, pelo gráfico uma edificação localizada em um subúrbio de uma cidade do estado de São Paulo;
- $S_1 = 1,0$ , considerando um terreno plano ou francamente acidentado;
- $S_2$  – Categoria IV e Classe B, já que a edificação excede os 20 m em uma das direções;

Para o cálculo de  $S_2$  com a edificação na categoria IV utiliza-se a seguinte expressão  $S_2 = b \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$ , obtemos os seguintes valores dos parâmetros:  $b = 0,85$  e  $p = 0,125$ , desta forma aplicando a formulação obtermos o seguinte valor para  $S_2$ :

$$S_2 = 0,85 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,125}$$

O fator  $S_2$  deve ser calculado para cada altura equivalente a cada nível da laje dos pavimentos, gerando os seguintes resultados na tabela 19:

Tabela 19 - Valores de  $S_2$  para cada valor de  $z$

<b>Pav.</b>	<b>Z* (m)</b>	<b>S<sub>2</sub> (z)</b>
01	2,8	0,72
02	5,6	0,79
03	8,4	0,83
04	11,2	0,86
05	14	0,89
06	16,8	0,91
07	19,6	0,92
08	22,4	0,94

\* Z corresponde a altura no nível de cada laje  
Fonte: Autoria própria, 2020.

- $S_3$  – Este fator considera o grau de segurança que é requerido para atender a vida útil das construções. Por se tratar de um edifício para uso residencial obtemos o valor de  $S_3$  verificando a figura 6, essa estrutura se enquadra no grupo 2 logo,  $S_3 = 1,0$ .

O cálculo do vento característico para cada pavimento, no nível da laje, conforme equação 3.3, temos:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_k = 45 \cdot 1 \cdot S_2(Z) \cdot 1$$

$$V_k = 45 \cdot S_2(Z) \text{ (m/s)}$$

Os valores característicos estão representados na tabela 20.

Tabela 20 - Velocidade característica ( $V_k$ )

<b>Pav.</b>	<b>Z (m)</b>	<b><math>V_k</math> (m/s)</b>
01	2,8	32,62
02	5,6	35,58
03	8,4	37,43
04	11,2	38,80
05	14	39,89
06	16,8	40,81
07	19,6	41,61
08	22,4	42,31

Fonte: Autoria própria, 2020.

Utilizando a expressão 3.4 -  $q = 0,613V_k^2$ , foi obtido o valor da pressão dinâmica na estrutura conforme tabela 21.

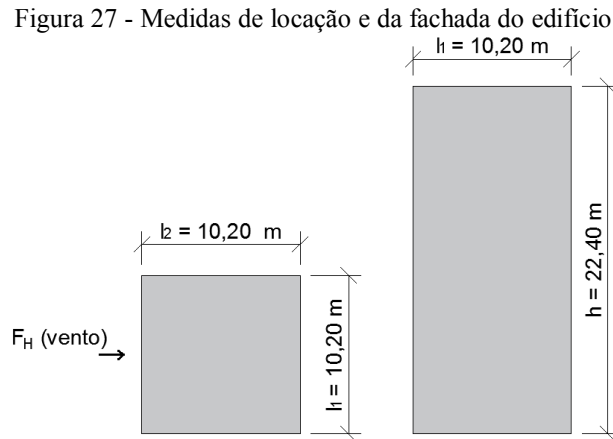
Tabela 21 - Pressão dinâmica ( $q_k$ )

<b>Pav.</b>	<b>Z (m)</b>	<b><math>q_k</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>
01	2,8	0,65
02	5,6	0,78
03	8,4	0,86
04	11,2	0,92
05	14	0,98
06	16,8	1,02
07	19,6	1,06
08	22,4	1,10

Fonte: Autoria própria, 2020.

O valor de  $C_a$  deve ser obtido a partir do gráfico abordado na figura 7, entrando como base de dados o valor das seguintes relações:

$\frac{l_1}{l_2}$  e  $\frac{h}{l_1}$ , onde  $l_1$  e  $l_2$  corresponde as dimensões da edificação (largura e comprimento) e  $h$  a altura, conforme definida 27:



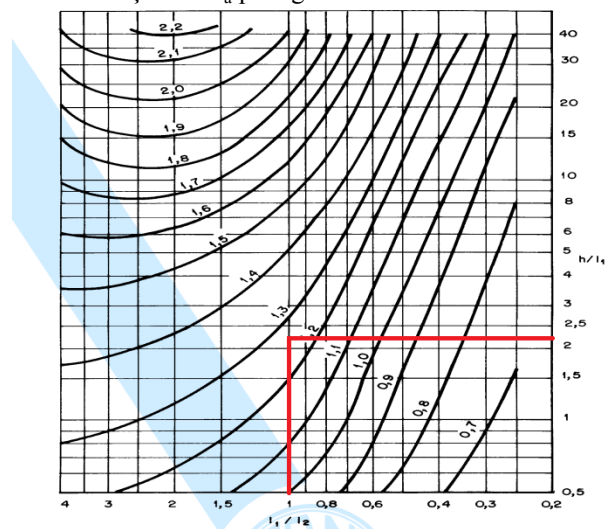
Fonte: Autoria própria, 2020.

Desta forma:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{10,20}{10,20} = 1,0$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{22,40}{10,20} = 2,2$$

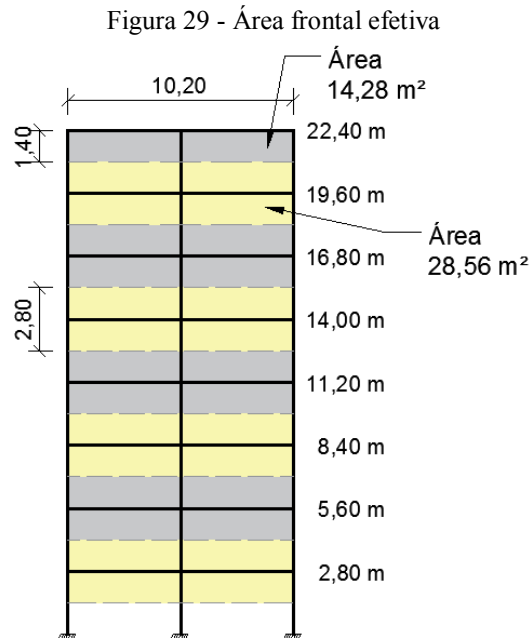
Figura 28 - Obtenção de  $C_a$  pelo gráfico de vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (1988, p. 24), adaptada.

O resultado de  $C_a$  ficou entre 1,2 a 1,3, por questões de segurança adotar  $C_a = 1,3$ .

A área efetiva para o cálculo da força de arrasto nos pavimentos foi obtida conforme demonstrada na figura 29:



Fonte: Autoria própria, 2020.

Utilizando a expressão  $F_a = C_a \cdot q \cdot A_E$  vamos calcular o valor da força de arrasto aplicada em cada pavimento. Desta forma temos os resultados apresentados na tabela 22.

Tabela 22 - Força de arrasto nos pavimentos

Pav.	Z (m)	F <sub>a</sub> (kN)
01	2,8	24,22
02	5,6	28,81
03	8,4	31,88
04	11,2	34,26
05	14	36,22
06	16,8	37,91
07	19,6	39,40
08	22,4	20,37

Fonte: Autoria própria, 2020.

Na tabela acima foi obtido os valores das forças dinâmicas do vento para cada pavimento, desta forma foi necessário obter a intensidade dessa ação para cada pórtico na estrutura.

Para esta verificação a carga do vento é distribuída por área de influência obtendo os valores conforme tabela 23 que a representa a intensidade dessa força para cada pórtico:

Tabela 23- Força de arrasto nos pórticos

<b>Altura (m)</b>	<b>F<sub>a</sub> (kN)</b>	<b>Força no pórtico de extremidade (kN)</b>	<b>Força no pórtico intermediário (kN)</b>
2,8	23,26	6,06	12,11
5,6	27,66	7,20	14,40
8,4	30,62	7,97	15,94
11,2	32,90	8,56	17,13
14	34,79	9,06	18,11
16,8	36,41	9,48	18,95
19,6	37,84	9,85	19,70
22,4	19,56	5,09	10,18

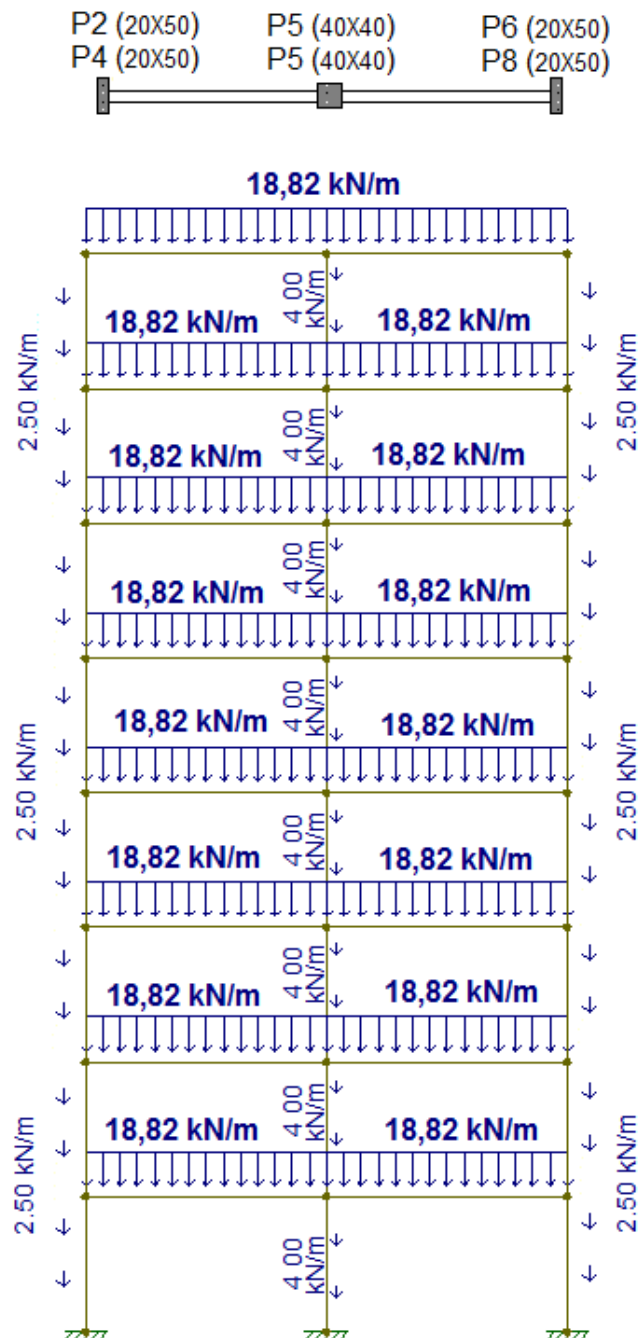
Fonte: Autoria própria, 2020.

## Apêndice B – Gráficos de esforços internos solicitantes devido a carga Permanente

### Gráficos de Esforços Internos no Pórtico Intermediário

Os gráficos foram obtidos a partir do *Ftool*, e para isto, foram informados os carregamentos verticais permanentes como dados de entrada, conforme figura 30.

Figura 30 - Distribuição de força vertical permanente no pórtico intermediário

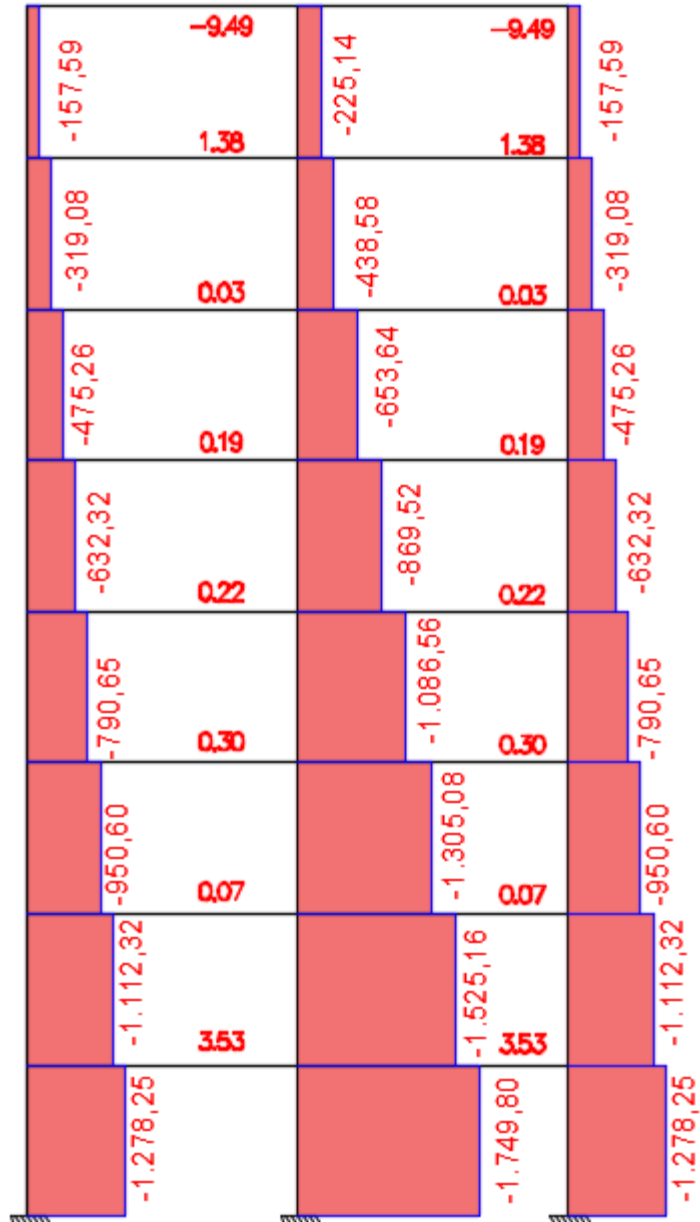


Fonte: Autoria própria, 2020.

### Gráficos de Esforços Internos Solicitantes no Pórtico Intermediário

Para elaboração do gráfico de esforço normal da figura 31, por meio do *Ftool*, deve-se considerar a carga das vigas perpendiculares ao pórtico.

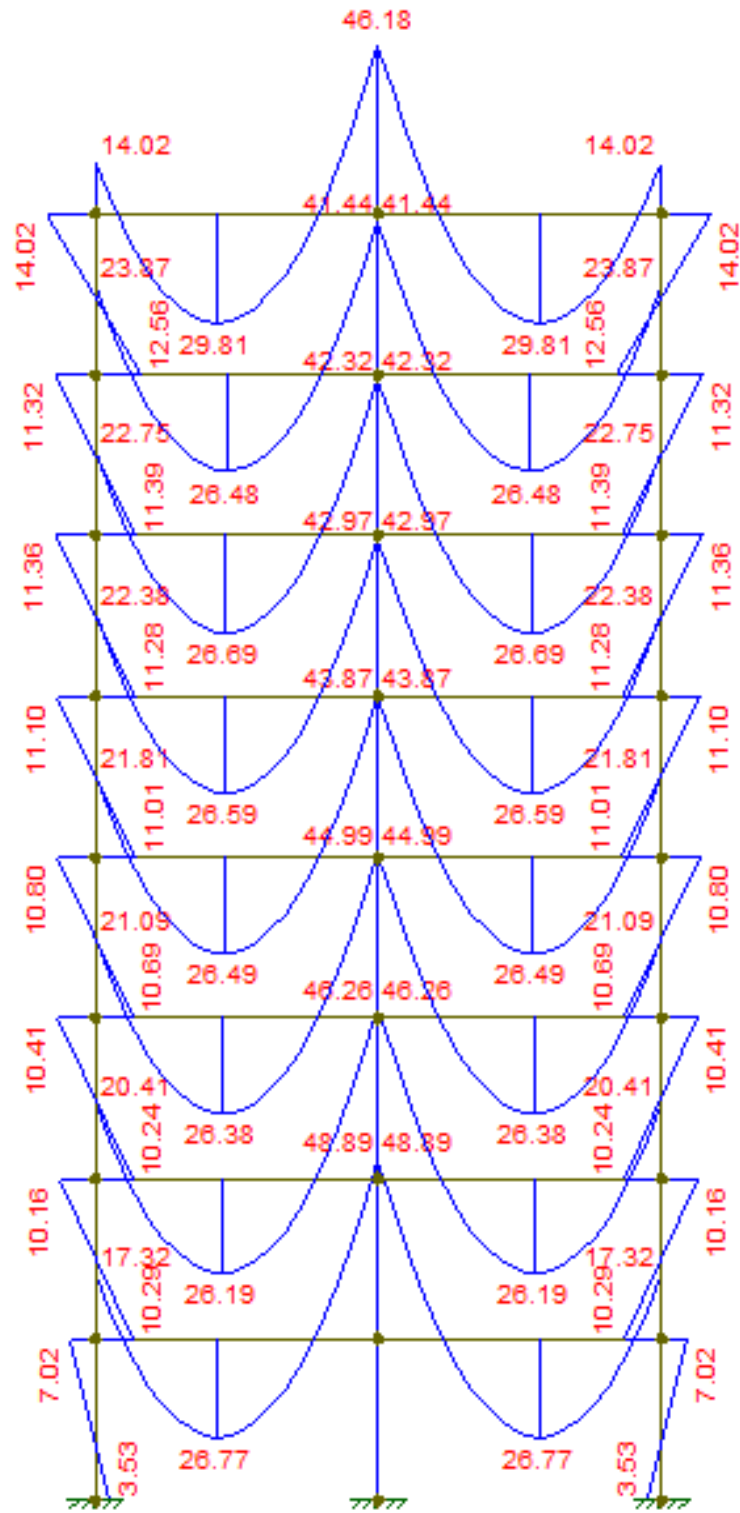
Figura 31 - Gráfico de esforço normal



Fonte: Autoria própria, 2020.

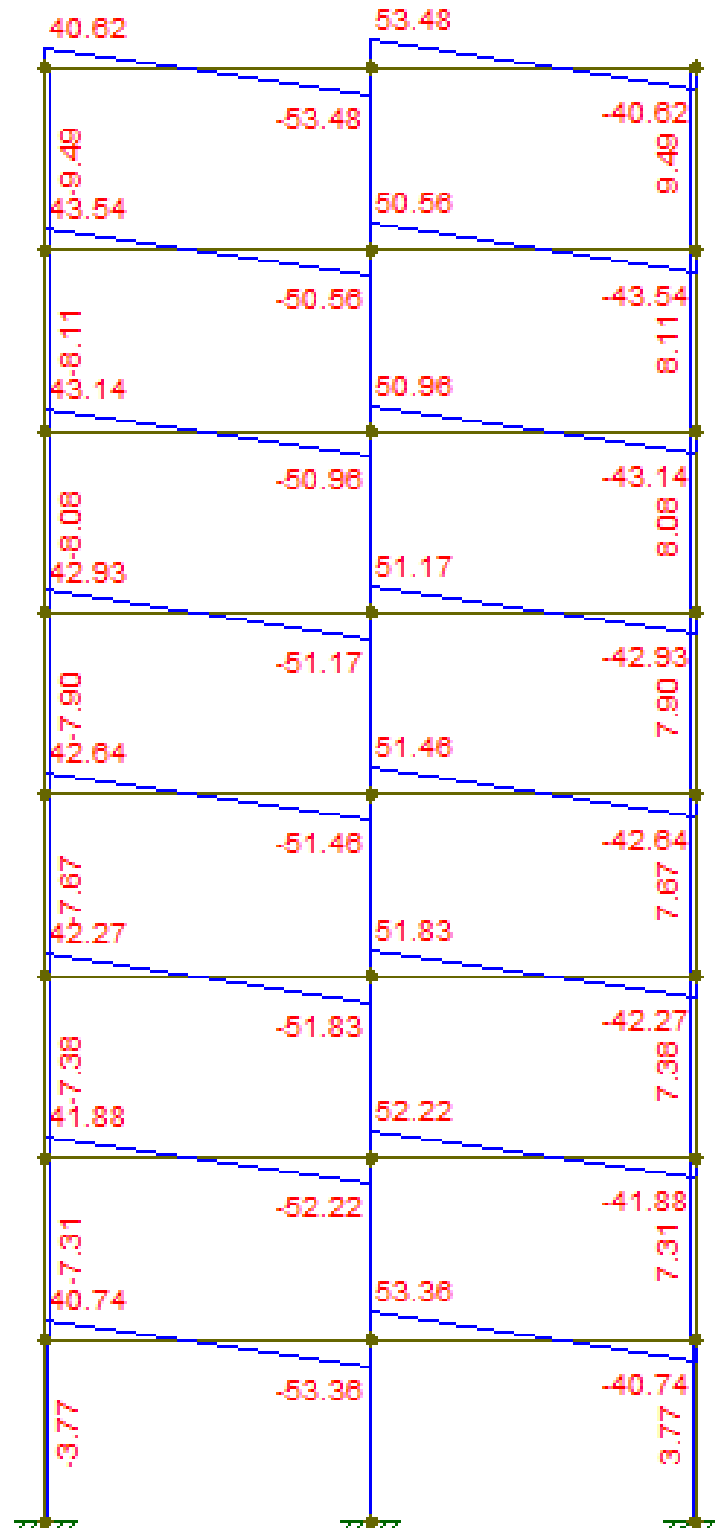


Figura 32 - Gráfico de momento fletor no pórtico



Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 33 - Gráfico de força cortante no pórtico



Fonte: Autoria própria, 2020.

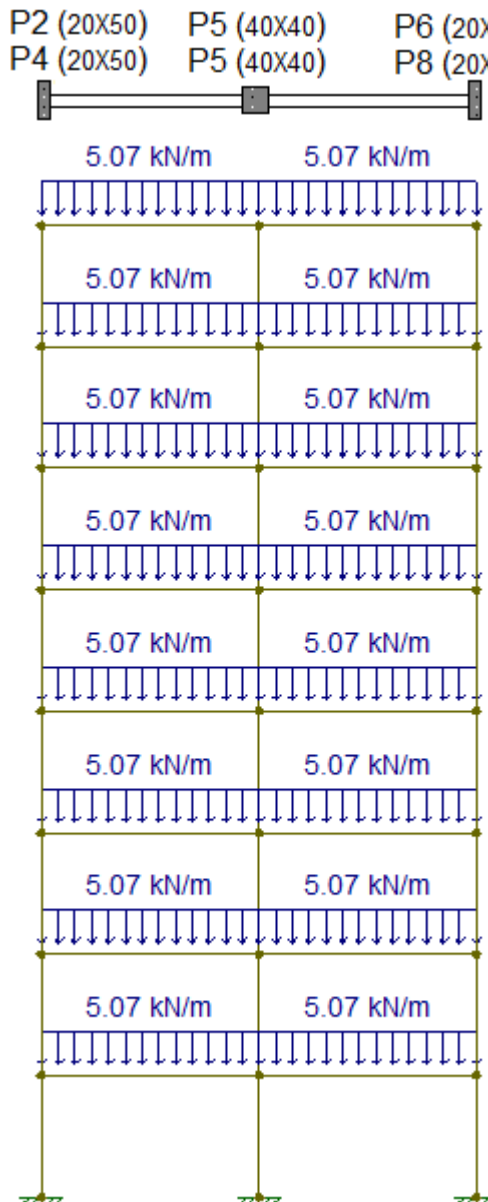
## APÊNDICE C – GRÁFICOS DE ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES DEVIDO A CARGA ACIDENTAL

Cálculo de esforços internos no PÓRTICO, oriundos das cargas acidentais por meio do software *Ftool*.

Os gráficos foram obtidos a partir do *Ftool*, e para isto, foram informados ações variáveis acidentais como dados de entrada, conforme figura 34.

Os gráficos de esforço normal obedecem ao mesmo critério citado no apêndice anterior.

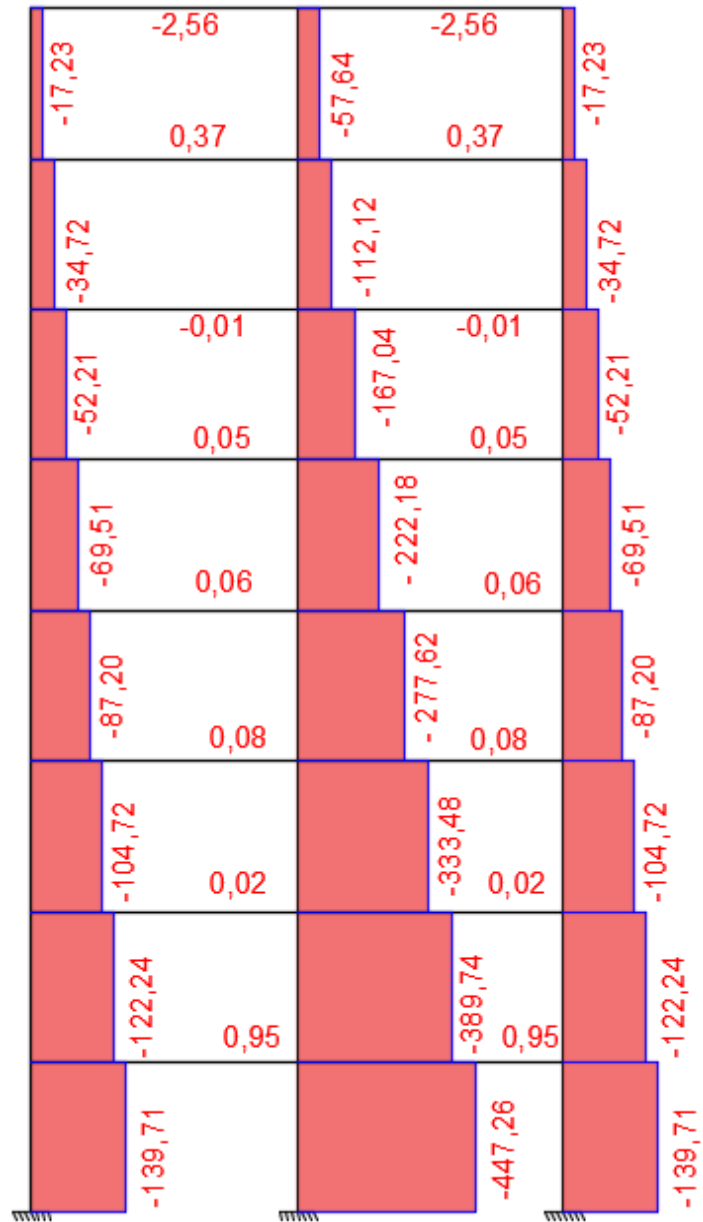
Figura 34 - Distribuição de força vertical devido à carga acidental no pórtico intermediário



Fonte: Autoria própria, 2020.

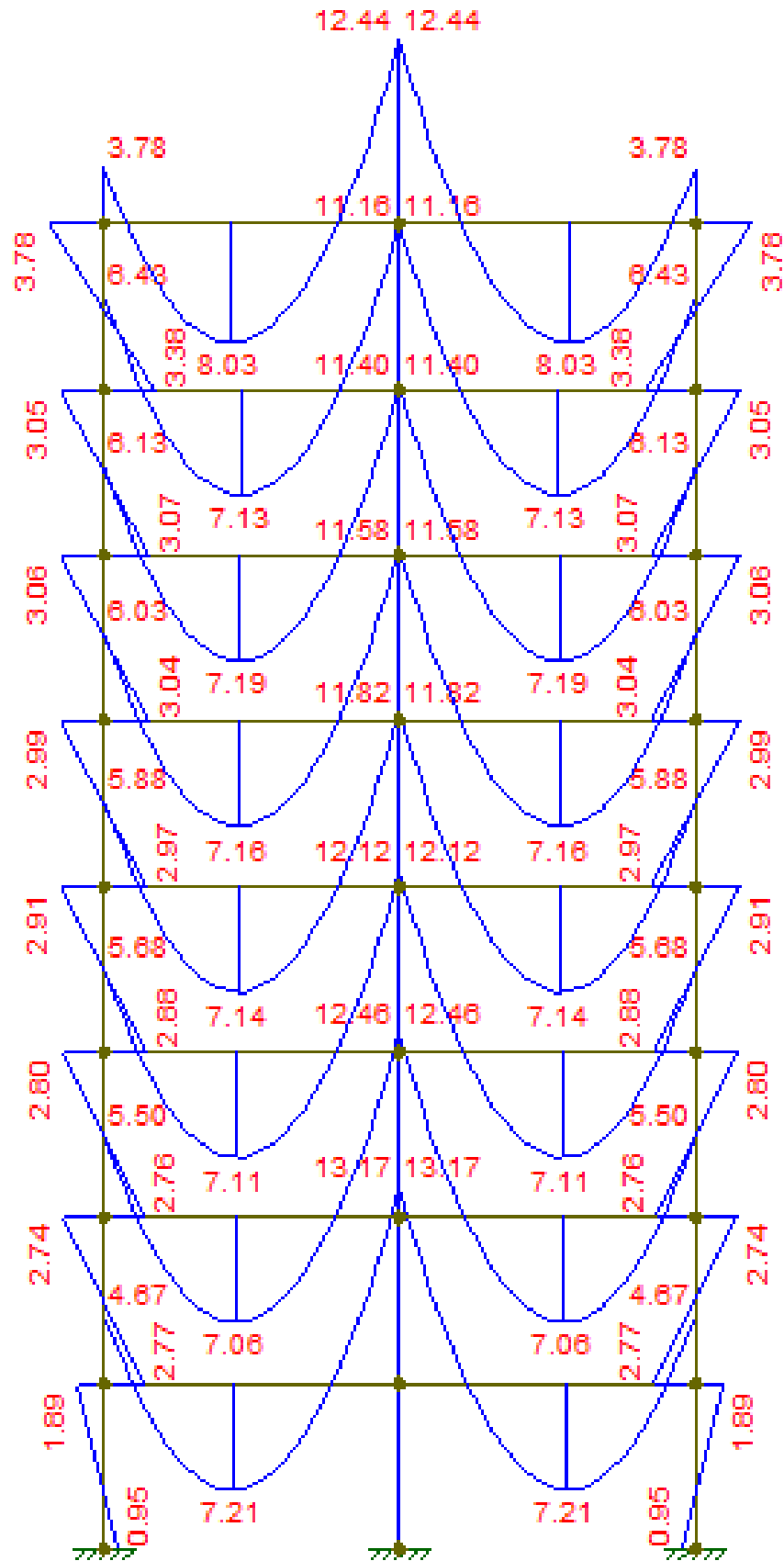
## Gráficos de Esforços Internos solicitantes no Pórtico Intermediário

Figura 35 - Gráfico de força normal (kN)



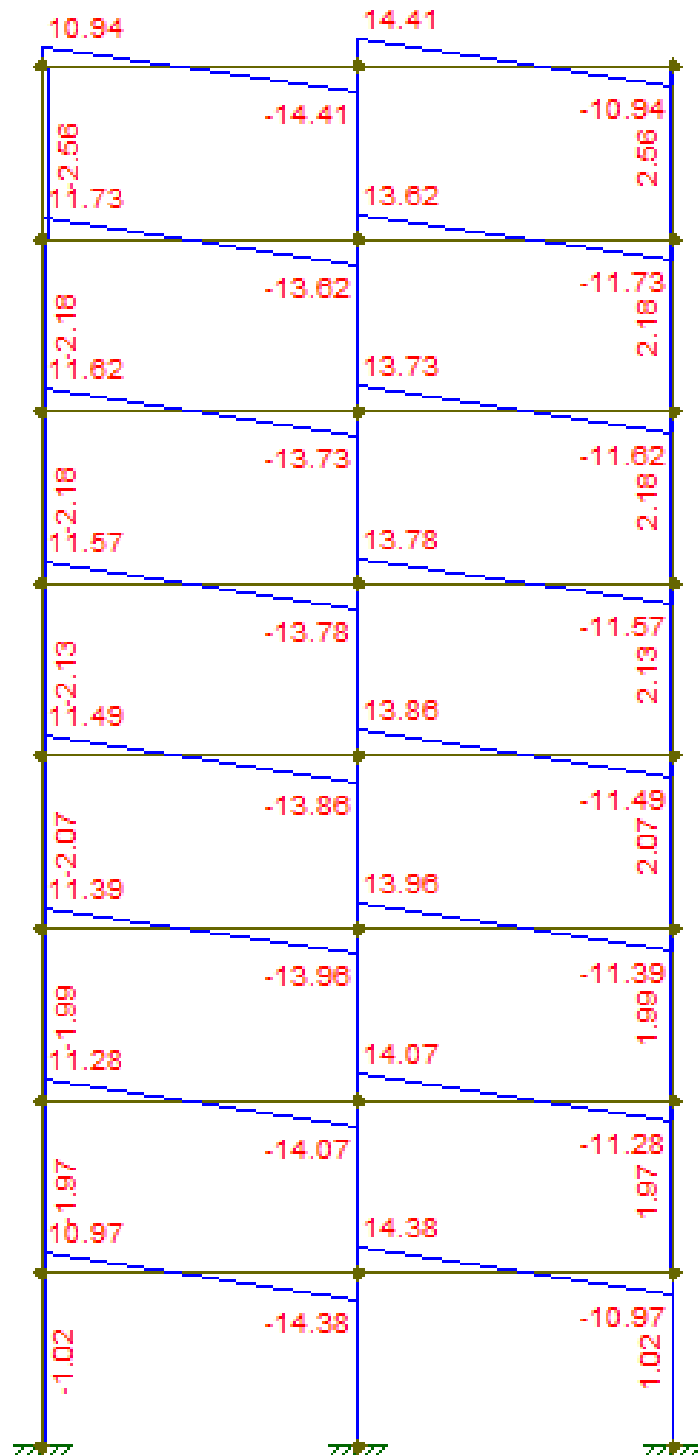
Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 36 - Gráfico de momento fletor (kN.m) no pórtico



Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 37 - Gráfico de força cortante (kN) no pórtico

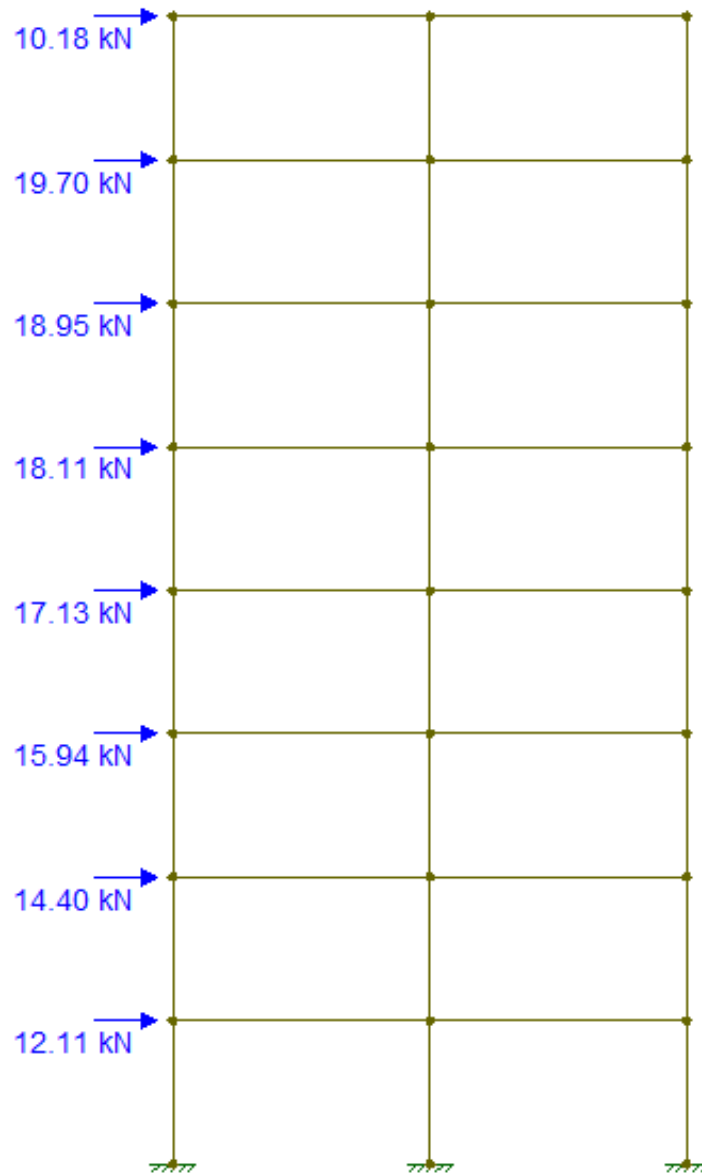


Fonte: Autoria própria, 2020.

## APÊNDICE D – GRÁFICOS DE ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES DEVIDO A FORÇA DO VENTO NO PÓRTICO INTERMEDIÁRIO

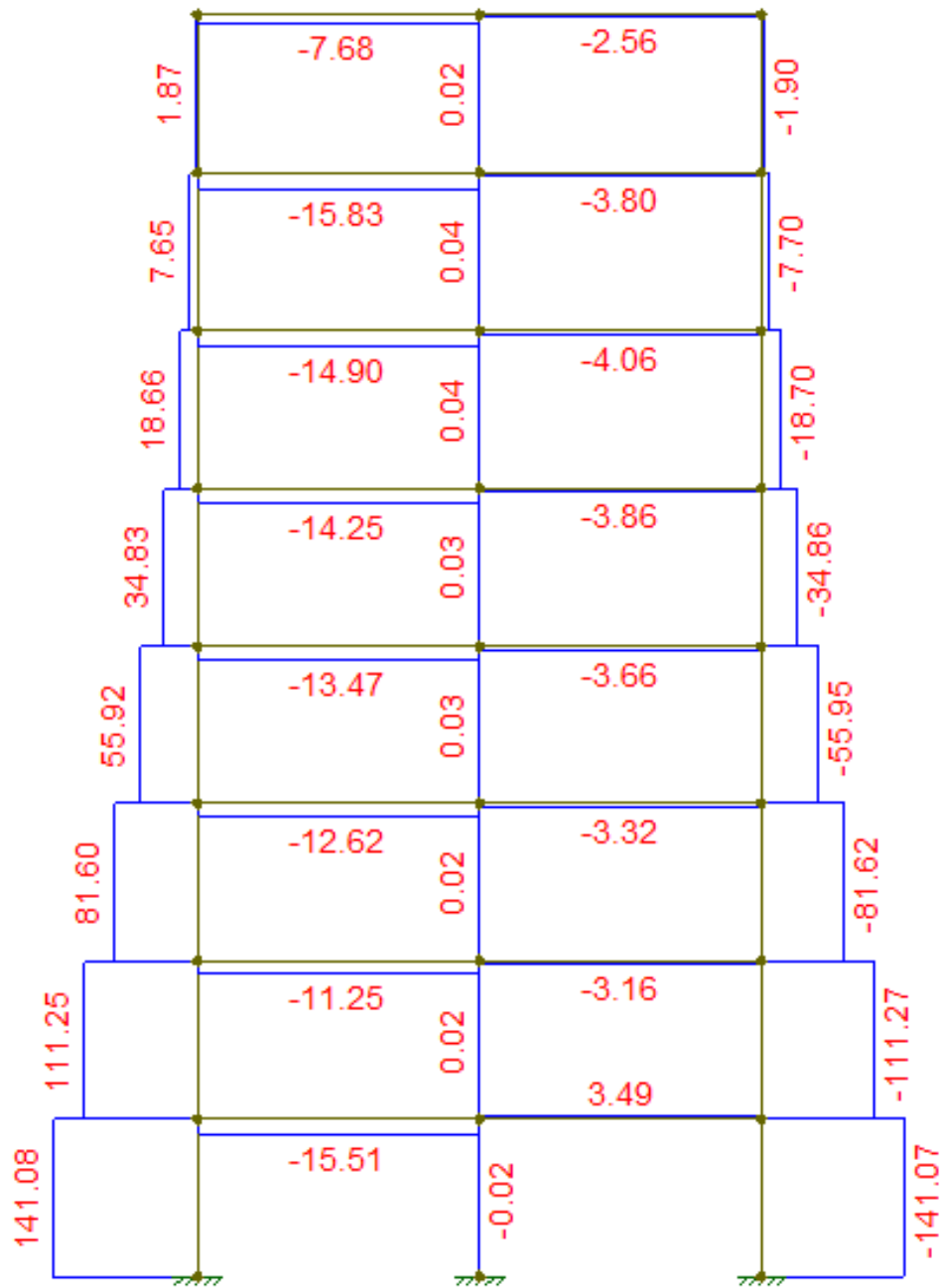
Na figura 38 abaixo temos os dados de entrada para gerar os gráficos a partir do *Ftool*.

Figura 38 - Distribuição da força de arrasto no pórtico intermediário



Fonte: Autoria própria, 2020.

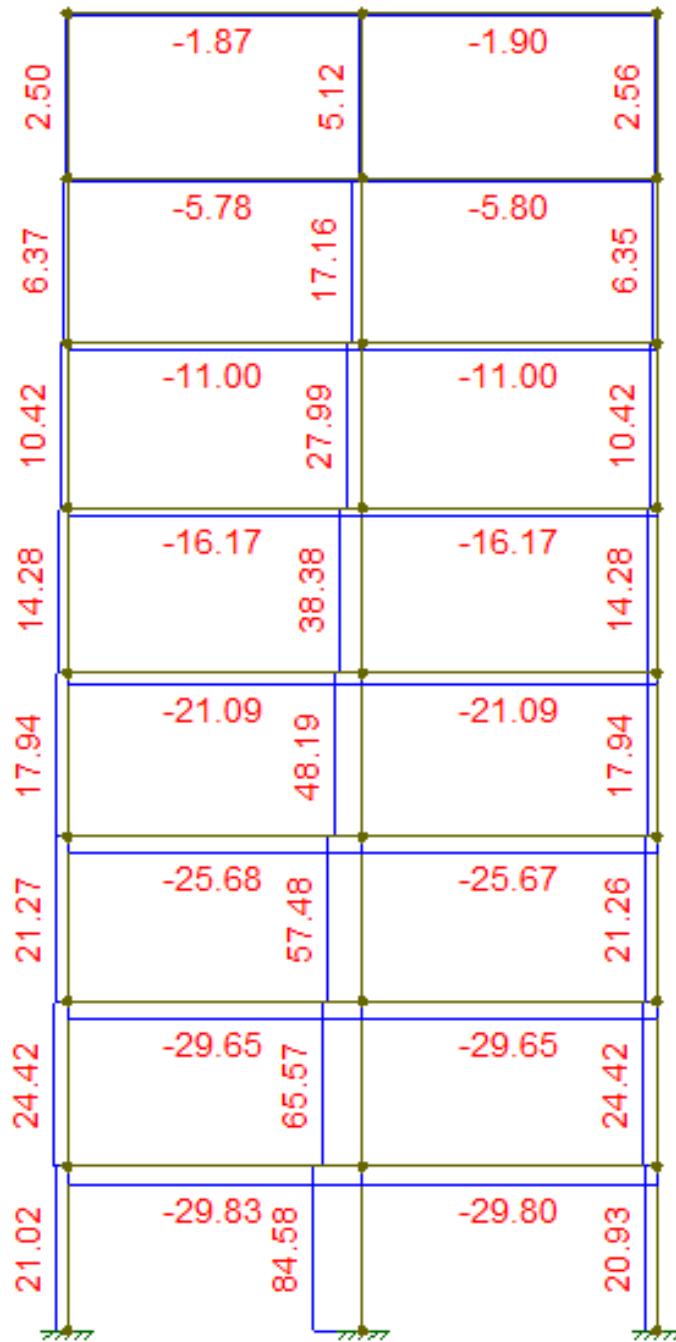
Figura 39 - Gráfico de força normal (kN) no pórtico



Fonte: Autoria própria, 2020.

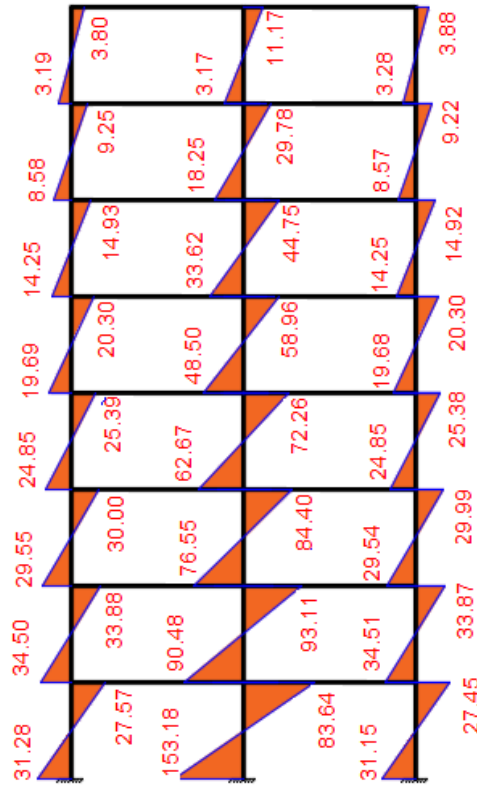


Figura 40 - Gráfico de força cortante (kN) no pórtico



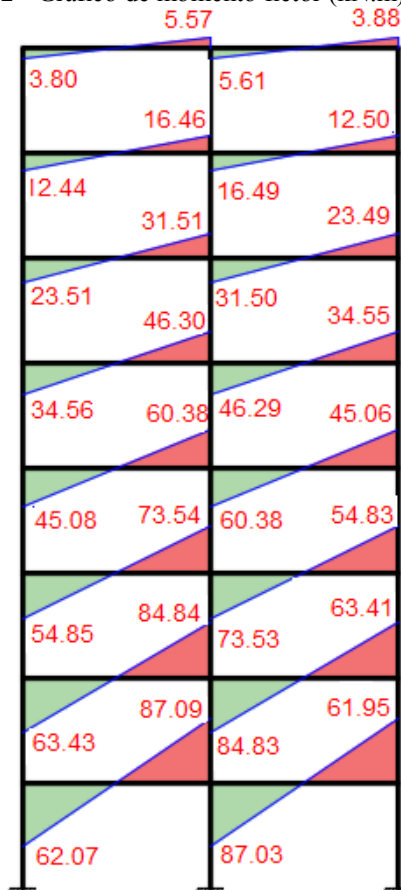
Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 41 - Gráfico de momento fletor (kN.m) nos pilares



Fonte: Autoria própria, 2020.

Figura 42 - Gráfico de momento fletor (kN.m) nas vigas



Fonte: Autoria própria, 2020.

## APÊNDICE E – CÁLCULO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE $\alpha$

Para o cálculo do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  será levada em conta duas situações, a primeira desconsiderando a Não linearidade física e a segunda considerando a simplificação indicada pela NBR 6118 (2014) tratando da não linearidade física, que indica reduzir a rigidez dos elementos.

O cálculo deste parâmetro segue a equação 3.15 abaixo:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}}$$

Onde  $N_k$  é o valor característico da soma das cargas verticais atuantes na estrutura.

$$H_{tot} = 22,40 \text{ m}$$

Na tabela 24 temos o somatório das forças verticais permanentes e acidentais para obter o carregamento total do edifício.

Tabela 24 - Cargas de serviços nos pilares (cargas permanentes + acidentais)

Carregamento	Pavimento	P1, P3, P7 e P9	P2, P4, P6 e P8	P5
Acidental	01	47,09	139,71	447,26
Permanente		436,00	1.278,25	1.749,80
<b>Total</b>		483,09	1.417,96	2.197,06
<b>Tipo</b>		<b>Canto</b>	<b>Extremidade</b>	<b>Intermediário</b>
<b>Total de cargas verticais do edifício (<math>N_k</math>)</b>				<b>9.801,26</b>

Fonte: Autoria própria, 2020.

Dividindo a carga total com ação obtida na tabela acima pela quantidade de pavimentos temos um montante de 1.225,16 kN por pavimento, sendo a área do apartamento de  $A_p = (10,2 \text{ m})^2 = 104,04 \text{ m}^2$ .

Dividindo a carga total do pavimento por sua área,  $F_{v,p} = 1.225,16/104,04 = 11,78 \text{ kN/m}^2$ .

Calculando o módulo de elasticidade secante,

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}, \text{ com}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}$$

De acordo com a norma, na ausência de ensaios o valor do módulo de elasticidade inicial foi obtido pela seguinte expressão:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Considerando o agregado graúdo granito, com  $\alpha_E = 1,0$  e um  $f_{ck} = 25$  Mpa:

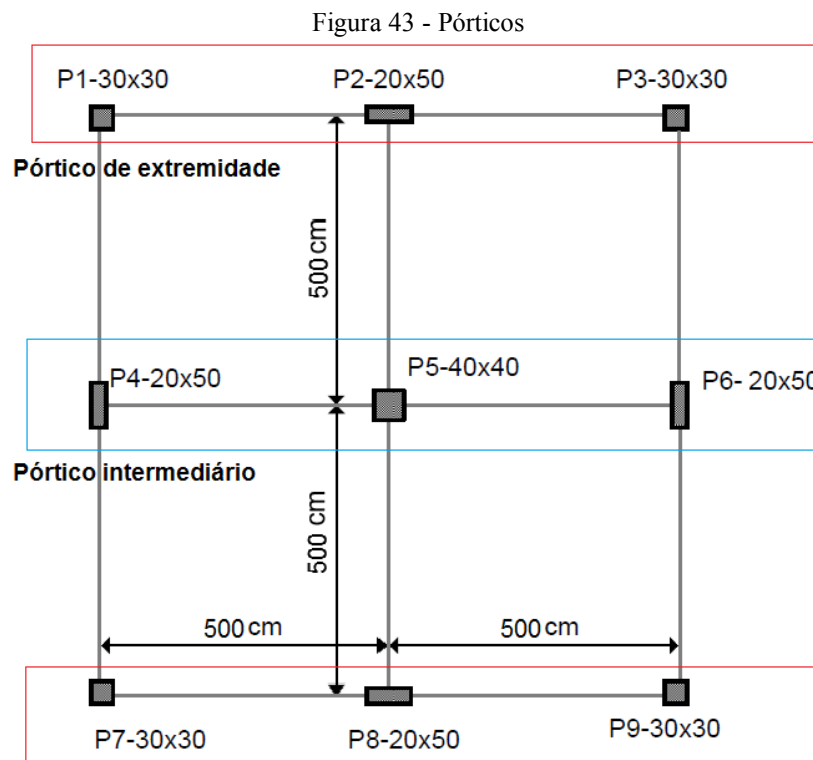
$E_{ci} = 1,0 \cdot 5.600 \cdot \sqrt{25} = 28.000,00$  MPa, portanto, o módulo secante é

$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{25}{80}\right) \cdot 28.000 = 24.150 \text{ MPa}$$

Majorando o módulo secante em 10% conforme orientação da NBR 6118,

$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{25}{80}\right) \cdot 28.000 = 26.565 \text{ MPa}$$

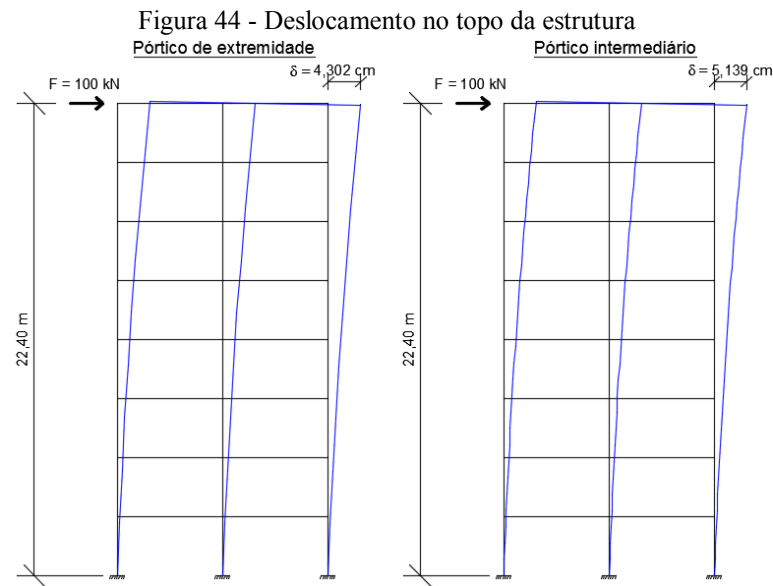
Para cálculo do produto de rigidez foi atribuído uma força horizontal no tipo do edifício e por meio do *Ftool*, foi verificado a deformação em consequência dessa força para cada pórtico definida na figura 43.



Fonte: Autoria própria, 2020

### **Cálculo do parâmetro de instabilidade $\alpha$ – desconsiderando a Não Linearidade Física**

Aplicando uma força de 100 kN (figura 44) arbitrada no topo da estrutura obtemos a seguinte deformação por meio do software *Ftool*:



O cálculo da deformação dado é  $\delta_2 = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot I}$ , desta forma para obter o produto de rigidez faremos:

$$(E \cdot I) = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_2}$$

- Pórtico de extremidade

$$(E \cdot I) = \frac{100 \cdot 22,40^3}{3 \cdot 0,04302} = 8.708.681,23 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

- Pórtico intermediário

$$(E \cdot I) = \frac{100 \cdot 22,40^3}{3 \cdot 0,05139} = 7.290.279,56 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

- EI total equivalente

$$EI_{\text{eq1}} = 2 \cdot 8.708.681,23 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 + 7.290.279,56 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 = 24.707.642,02 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Desta forma temos o valor de  $\alpha$  da expressão 3.15:

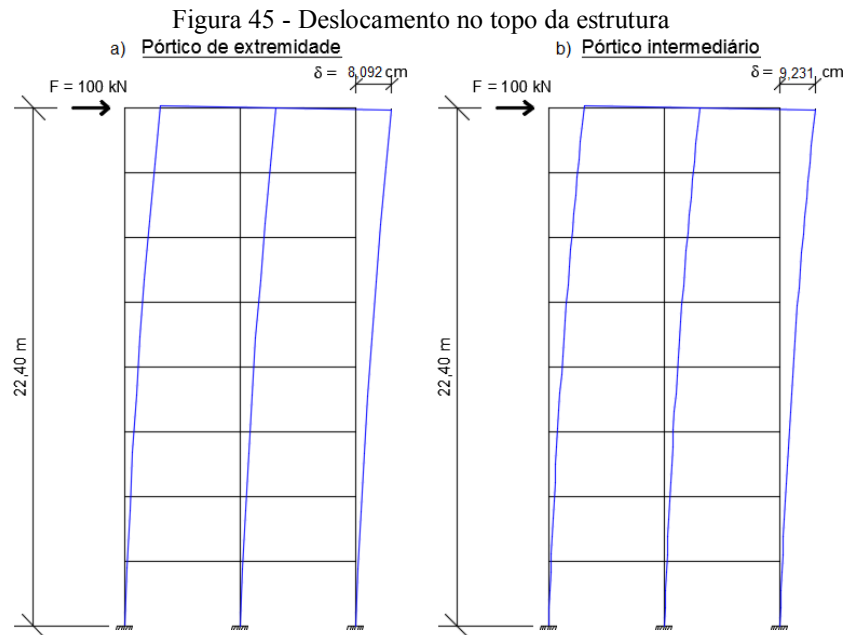
$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}}$$

$$\alpha = 22,40 \sqrt{\frac{7.529,86}{24.707.642,02}} = 0,391$$

Como o valor de  $\alpha$  é superior a 0,5 temos uma estrutura considerada de nós móveis.

**Cálculo do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  – considerando a Não Linearidade Física mediante a simplificação proposta pela NBR 6118 (2020)**

Aplicando uma força de 100 kN (figura 45) arbitrada no topo da estrutura obtemos a seguinte deformação por meio do software *Ftool*:



Fonte: Autoria própria, 2020.

- Pórtico de extremidade

$$(E \cdot I) = \frac{100 \cdot 22,40^3}{3 \cdot 0,08092} = 4.629.850,06 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

- Pórtico intermediário

$$(E \cdot I) = \frac{100 \cdot 22,40^3}{3 \cdot 0,09231} = 4.058.579,42 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

- El total equivalente

$$EI_{eq1} = 2 \cdot 4.629.850,06 + 4.058.579,42 = 13.318.279,54 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}}$$

$$\alpha = 22,40 \sqrt{\frac{7.529,86}{13.318.279,54}} = 0,533$$

Como o valor de  $\alpha$  é superior a 0,5 temos uma estrutura considerada de nós móveis.

## APÊNDICE F – CÁLCULO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Para o cálculo das imperfeições geométricas foi considerando as equações apresentadas na figura 1, onde:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

H = 22,40 m, calculando temos,

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{22,40}}$$

$$\theta_1 = 0,0021 < \theta_{\min}$$

Onde,

$$\theta_{\min} = \frac{1}{300} = 0,0033$$

A princípio os cálculos foram realizados para comparar sua intensidade com as ações dos ventos, no intuito de confirmar sua consideração no cálculo.

Para a NBR 6118 (2014, p. 59) “a comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com  $\theta_a$ , sem a consideração do  $\theta_{1\min}$ ”.

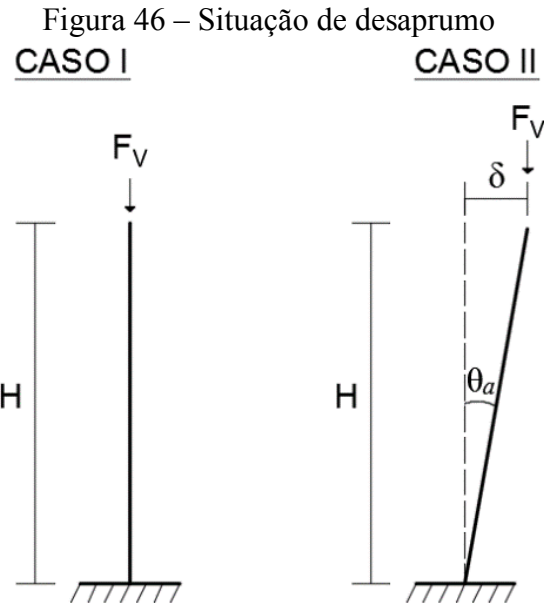
Portanto, considerando  $\theta_1 = 0,0021$  segue calculando o valor do desaprumo  $\theta_a$ :

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} =$$

$$\theta_a = 0,0021 \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{3}}{2}} = 0,0017$$

Para verificação do desaprumo na estrutura deve-se considerar o efeito ocasionado devido ao seu deslocamento, conforme enunciado abaixo.

Considerando a situação deseja de projeto no caso I, e após incorporado as imperfeições ocasionadas pelo desaprumo no caso II da figura 46.



Fonte: Autoria própria, 2020.

Este desaprumo, com ângulo  $\theta_a$ , faz com que as forças verticais desloquem em relação ao eixo, gerando um momento a base da estrutura. Este momento pode ser definido por:

$$M = F_v \cdot \delta \quad (5.1)$$

, onde

$F_v$  representa as forças verticais e  $\delta$  deslocamento da estrutura.

Temos que  $tg(\theta_a) = \frac{\delta}{H}$ , logo o valor do deslocamento,

$$\delta = H \cdot tg(\theta_a) \quad (5.2)$$

Antes de prosseguir é importante frisar que: quando o valor da tangente de um ângulo é muito pequeno, seu resultado tende a ser o próprio ângulo em radianos. Desta forma, iremos ajustar a expressão do deslocamento da seguinte maneira:

$$\delta = H \cdot \theta_a \quad (5.3)$$

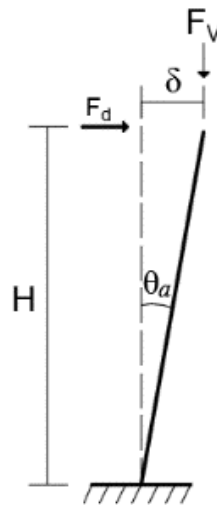
A expressão do momento M foi definida por:

$$M = F_v \cdot H \cdot \theta_a \quad (5.4)$$

Considerando uma força  $F_d$  (força equivalente de desaprumo), no modelo anterior temos as seguintes considerações na figura 47:



Figura 47 - Força equivalente de desaprumo



Fonte: Autoria própria, 2020.

Temos portanto que

$$M = F_d \cdot H \text{ e } M = F_v \cdot H \cdot \theta_a$$

$$F_d \cdot H = F_v \cdot H \cdot \theta_a$$

$$F_d = F_v \cdot \theta_a$$

(5.5)

Sendo  $F_v$  a força vertical em cada pavimento.

Para análise final foi somado todos os momentos que o desaprumo ocasiona na base da estrutura. Estes resultados foram apresentados na tabela 25:

Tabela 25 - Momentos de tombamento oriundos do desaprumo

Z (m)	$F_{v,Pav}$ (kN)	$F_d$ (kN)	M (kN.m)
2,8	974,64	1,66	4,64
5,6	974,64	1,66	9,28
8,4	974,64	1,66	13,92
11,2	974,64	1,66	18,56
14,0	974,64	1,66	23,20
16,8	974,64	1,66	27,84
19,6	974,64	1,66	32,48
22,4	974,64	1,66	37,11
$\Sigma M$ (kN.m)			167,01

Fonte: Autoria própria, 2020.

Partindo da tabela 26 foi calculado o momento na base da edificação devido a ação do vento, encontrando os seguintes valores para a tabela 26.

Tabela 26 - Momento de tombamento na base da estrutura oriundo das ações dos ventos

<b>Pav.</b>	<b>Z (m)</b>	<b>F<sub>a</sub> (kN)</b>	<b>M (kN.m)</b>
01	2,8	24,22	67,82
02	5,6	28,81	161,31
03	8,4	31,88	267,78
04	11,2	34,26	383,66
05	14	36,22	507,09
06	16,8	37,91	636,89
07	19,6	39,40	772,23
08	22,4	20,37	456,25
$\Sigma M$ (kN.m)			3.124,21

Fonte: Autoria própria, 2020.

Comparando os dois valores temos que a força oriunda das ações de desaprumo correspondem a 5,35 % das ações oriundas dos ventos. Desta forma, como 30 % da ação do vento é maior que a ação do desaprumo, devemos considerar somente a ação do vento.