

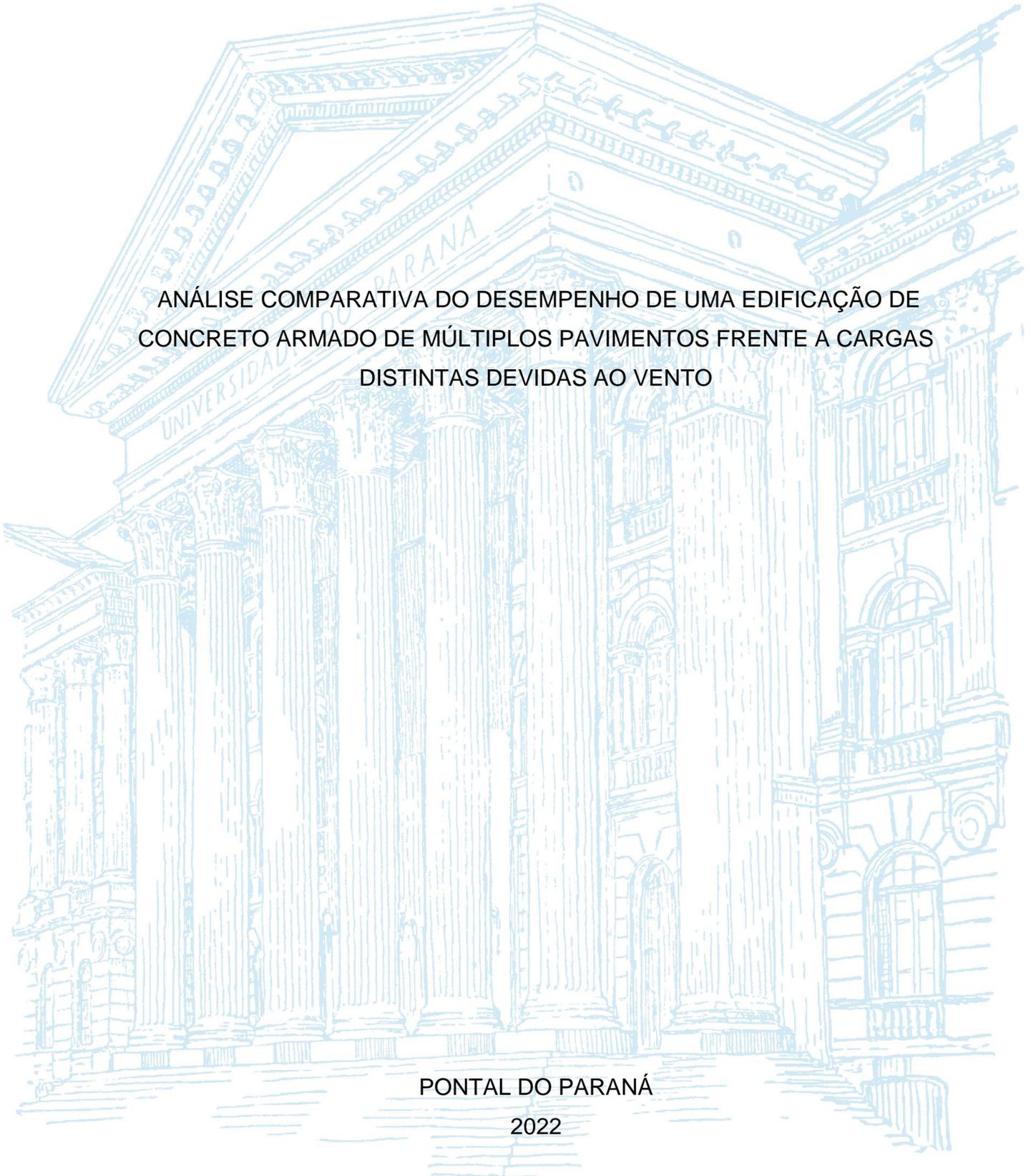
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JOSÉ ALFREDO MANRIQUE

ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO DE UMA EDIFICAÇÃO DE
CONCRETO ARMADO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS FRENTE A CARGAS
DISTINTAS DEVIDAS AO VENTO

PONTAL DO PARANÁ

2022



JOSÉ ALFREDO MANRIQUE

ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO DE UMA EDIFICAÇÃO DE
CONCRETO ARMADO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS FRENTE A CARGAS
DISTINTAS DEVIDAS AO VENTO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil Campus Pontal do Paraná, Centro de Estudos do mar Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali

PONTAL DO PARANÁ

2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ATA DE REUNIÃO
TERMO DE APROVAÇÃO

José Alfredo Manrique

“ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO DE UMA EDIFICAÇÃO DE CONCRETO ARMADO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS FRENTE A CARGAS DISTINTAS DEVIDAS AO VENTO”

Monografia aprovada como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Paraná, pela Comissão formada pelos membros:

Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali
Prof. Orientador - CPP-CEM/UFPR

Prof. Me. Carlos Alexandre Seruti
UNIVIX

Prof. Dr. Henrique Machado Kroetz
CPP-CEM - UFPR

Documento assinado digitalmente
 RODOLFO SANTOS DA CONCEICAO
Data: 19/11/2022 20:34:34-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição
IFS

Pontal do Paraná, 21 de setembro de 2022.



Documento assinado eletronicamente por **CARLOS EDUARDO ROSSIGALI, VICE / SUPLENTE COORDENADOR(A) DE CURSO DE GRADUACAO (CURSO DE ENGENHARIA CIVIL) - PP**, em 21/09/2022, às 16:53, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **HENRIQUE MACHADO KROETZ, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 19/11/2022, às 19:54, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



A autenticidade do documento pode ser conferida [aqui](#) informando o código verificador **4888335** e o código CRC **3DB19466**.

Referência: Processo nº 23075.058557/2022-85

SEI nº 4888335

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a minha mãe Rosa Helena por tudo que fez, e vem fazendo por mim, sem ela eu não teria sido capaz de chegar até aqui.

Agradeço a minha namorada Sabrina por todo o amor, carinho e apoio quem vem me dando ao longo dos anos, por sempre acreditar no meu potencial e me ajudar nos momentos difíceis, agradeço também pela inspiração diária que faz tentar ser uma pessoa melhor todos os dias.

Agradeço a todos os amigos que tive a oportunidade de fazer durante esse período de graduação, em especial ao companheiro Ivo Jr, pelo tempo dividido, pelas experiências trocadas e por todo o incentivo e ajuda ao longo desses anos.

Agradeço ao Professor Carlos Rossigali, não só pela orientação, mas também pela inspiração para trilhar esse caminho com seu espírito incansável nas aulas de estruturas.

Agradeço também a Universidade Federal do Paraná por proporcionar uma educação gratuita e de qualidade.

“Não há nada de nobre em ser superior ao seu semelhante. A verdadeira nobreza é ser superior ao seu antigo eu. (ERNEST HEMINGWAY, 1899-1961.)

RESUMO

O presente trabalho analisa o desempenho de uma edificação residencial de concreto armado de múltiplos pavimentos frente ao carregamento estático equivalente de vento e ao modelo dinâmico contínuo simplificado abordados pela norma NBR 6123 (1988). Para a comparação foi realizado um projeto arquitetônico como ponto de partida, foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, calculadas as cargas de vento por ambos os métodos descritos acima e por fim foi feita a modelagem da estrutura no software de elementos finitos SAP2000, onde foram obtidos os deslocamentos e as reações de apoio da estrutura, as quais foram comparadas, concluindo-se que a análise estática equivalente se mostra mais conservadora no caso estudado.

Palavras-chave: Vento. Carregamentos. Análise dinâmica. SAP2000.
Deslocamentos.

ABSTRACT

The present work analyzes the performance of a multi-story reinforced concrete residential building against the equivalent static wind loading and the simplified continuous dynamic model addressed by the NBR 6123 (1988) standard. For the comparison, an architectural project was carried out as a starting point, the pre-dimensioning of the structural elements was carried out, the wind loads were calculated by both methods described above and, finally, the structure was modeled in the finite element software SAP2000, where the displacements and support reactions of the structures were obtained, which were compared, concluding that the equivalent static analysis is more conservative in the case studied.

Keywords: Wind. Loads. Dynamic analysis. SAP2000. Displacements.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – PONTE DE TACOMA NARROWS EM COLAPSO (1940).....	23
FIGURA 2 - ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V0)	24
FIGURA 3 - FATOR TOPOGRÁFICO S1, TALUDES	25
FIGURA 4 - FATOR TOPOGRÁFICO S1, MORROS.....	26
FIGURA 5 - FORÇA DE ARRASTO.....	29
FIGURA 6 - ÁBACO PARA VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA.....	30
FIGURA 7 -ÁBACO PARA VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA.....	30
FIGURA 8 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA I.....	34
FIGURA 9 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA II.....	34
FIGURA 10 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA III.....	35
FIGURA 11 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA IV.....	35
FIGURA 12 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA IV.....	36
FIGURA 13 - MODELO DINÂMICO DISCRETO.....	37
FIGURA 14 - SISTEMA DE UM GRAU DE LIBERDADE. A) COMPONENTES. B) DIAGRAMA DE CORPO LIVRE.....	40
FIGURA 15 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	44
FIGURA 16 - ANEXO V MAPA DE ZONEAMENTO, USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	48
FIGURA 17 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO.....	49
FIGURA 18 - CROQUI DE IMPLANTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO	49
FIGURA 19 - PAVIMENTO TIPO	50
FIGURA 20 - CORTE ESQUEMÁTICO.....	51
FIGURA 21 - PERSPECTIVA 3D 1	52
FIGURA 22 - PERSPECTIVA 3D 2.....	52
FIGURA 23 - CONCEPÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA	53
FIGURA 24 - SEÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE	57
FIGURA 25 - ÁREAS DE INFLUÊNCIA	59

FIGURA 26 - PLANTA DE FORMA.....	63
FIGURA 27 - DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	64
FIGURA 28 - DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES DAS VIGAS.....	65
FIGURA 29 - DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DE UM PILAR TOMADA COMO EXEMPLO	66
FIGURA 30 - DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DAS LAJES	67
FIGURA 31 - PERSPECTIVA 3D DO MODELO ESTRUTURAL	67
FIGURA 32 - ÁBACO PARA OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE ARRASTO PARA VENTO DE BAIXA TURBULENCIA A 0°	72
FIGURA 33 - ÁBACO PARA OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE ARRASTO PARA VENTO DE BAIXA TURBULENCIA A 90°	73
FIGURA 34 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO	76
FIGURA 35 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MENOR FACE DA EDIFICAÇÃO.....	77
FIGURA 36 - ÁBACO PARA A DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA.....	79
FIGURA 37 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO	81
FIGURA 38 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO	82
FIGURA 39 - PÓRTICO ESPACIAL DEFORMADO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE INCIDINDO NA MAIOR FACE .	84
FIGURA 40 - PÓRTICO ESPACIAL DEFORMADO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE INCIDINDO NA MENOR FACE	85
FIGURA 41 - PÓRTICO ESPACIAL DEFORMADO ÀS FORÇAS DE VENTO DINÂMICO SIMPLIFICADA INCIDINDO NA MAIOR FACE.....	87
FIGURA 42 - PÓRTICO ESPACIAL DEFORMADO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO DINÂMICO SIMPLIFICADA INCIDINDO NA MENOR FACE	88
FIGURA 43 - EIXOS GLOBAIS	91

LISTA DE GRÁFICOS

- GRÁFICO 1 - COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS ATRÁVES DO MODELO ESTÁTICO EQUIVALENTE E DO MODELO DINÂMICO SIMPLIFICADO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO89
- GRÁFICO 2 - COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS ATRÁVES DO MODELO ESTÁTICO EQUIVALENTE E DO MODELO DINÂMICO SIMPLIFICADO INCIDINDO NA MENORFACE DA EDIFICAÇÃO.....90

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - PARÂMETROS METEOROLÓGICOS PARA DIFERENTES CLASSES E CATEGORIAS DE TERRENO	28
TABELA 2 - VALORES MÍNIMOS DO FATOR S3	29
TABELA 3 - PARÂMETROS PARA A DEFINIÇÃO DOS EFEITOS DINÂMICOS.....	32
TABELA 4 - PARÂMETROS B E P EM FUNÇÃO DA CATEGORIA DE RUGOSIDADE DO TERRENO.....	33
TABELA 5 - CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.....	54
TABELA 6 - COBRIMENTOS EM FUNÇÃO DA CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.....	55
TABELA 7 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	56
TABELA 8 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	58
TABELA 9 - ÁREAS DE INFLUÊNCIA E COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DOS PILARES.....	60
TABELA 10 - CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE E A QUALIDADE DO CONCRETO.....	61
TABELA 11 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	62
TABELA 12 - DIMENSÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DOS PILARES.....	62
TABELA 13 - FATOR S2 EM FUNÇÃO DA CATEGORIA DO TERRENO DA CLASSE DA EDIFICAÇÃO E DA ALTURA.....	71
TABELA 14 - VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO NA EDIFICAÇÃO DE ESTUDO	74
TABELA 15 - FORÇAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO	75
TABELA 16 - FORÇAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MENOR FACE DA EDIFICAÇÃO	76
TABELA 17 - FREQUÊNCIAS OBTIDAS ATRAVÉS DO SAP2000.....	79
TABELA 18 - FORÇAS DINÂMICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO	81
TABELA 19 - FORÇAS DINÂMICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MENOR FACE DA EDIFICAÇÃO	82

TABELA 20 - DESLOCAMENTO MÁXIMO EM CADA PAVIMENTO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE INCIDINDO NA EDIFICAÇÃO	83
TABELA 21 - DESLOCAMENTO MÁXIMO EM CADA PAVIMENTO DEVIDO AS FORÇAS DE VENTO DINÂMICO SIMPLIFICADA INCIDINDO EDIFICAÇÃO	86
TABELA 22 - MOMENTOS (M_x) ATUANTES NOS PRINCIPAIS APOIOS FRENTE AO VENTO INCIDENTE NA MAIOR FACE PELO CARRAGAMENTO SEGUNDO O MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE.....	91
TABELA 23 - MOMENTOS (M_y) ATUANTES NOS PRINCIPAIS APOIOS FRENTE AO VENTO INCIDENTE NA MENOR FACE PELO CARRAGAMENTO SEGUNDO O MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE.....	92

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
AS	- Australian Standard
EDO	- Equação diferencial ordinária
EDP	- Equação diferencial parcial
FEM	- Finite elemento method
MEF	- Método dos elementos finitos
NBCC	- National Building Code of Canada
NBR	- Norma Brasileira
ELS	- Estado limite de serviço
ELU	- Estado limite último
SAP	- Structural analysis program
SGL	- Sistema de graus de liberdade

LISTA DE SÍMBOLOS

F - força

F_g - ações permanentes

F_q - ações variáveis

F_K - ações características

F_{gk} - ações características permanentes

F_{qk} - ações características variáveis

γ_f - coeficiente de amplificação das ações

F_k - resistência característica do material

γ_m - coeficiente de minoração da resistência

V_k - velocidade característica do vento

V_0 - velocidade básica do vento

S_1 - fator relacionado a topografia do terreno

S_2 - fator relacionado a rugosidade do terreno a geometria da edificação

S_3 - fator relacionado a segurança da edificação

z - altura média a partir da superfície do terreno

d - diferença entre a base e o topo de talude ou morro

θ - inclinação do talude ou encosta do morro

b - parâmetro meteorológico referente a rugosidade do terreno e a classe da edificação

p - expoente da lei potencial de variação

F_r - fator de rajada

Δp - variação de pressão

ρ - expoente da lei potencial de variação

F_a - força de arrasto

C_a - coeficiente de arrasto

A_e - área frontal efetiva da projeção

q - pressão dinâmica do vento

\bar{V}_p - velocidade de projeto

X - deslocamentos

h - altura total da edificação

γ - expoente da forma modal

\bar{q}_0 - pressão dinâmica do vento para análise dinâmica

z_r - altura de referência do vento

ξ - coeficiente de amplificação dinâmica

ζ - coeficiente de amortecimento crítico

f - frequência da estrutura

T - período da estrutura

L_1 - dimensão da estrutura perpendicular ao vento

L_2 - dimensão da estrutura paralela ao vento

L - dimensão característica para a determinação do coeficiente de amplitude dinâmica

i - indicador da coordenada discreta

n - número de graus de liberdade

X_i - deslocamento correspondente

m_i - massa discreta correspondente

m_0 - massa total da edificação

Z_i - altura correspondente da coordenada

C_{ai} - coeficiente de arrasto correspondente

\bar{X}_i - resposta média

\hat{X}_i - resposta flutuante

ψ_i - relação entre a massa da coordenada i e massa total

F_H - coeficiente de força

β_i - coeficiente de arrasto da área

A_i - área de referência da coordenada i

$u(t)$ - função dos deslocamentos

$u'(t)$ - derivada primeira da função dos deslocamentos

$u''(t)$ - derivada segunda função dos deslocamentos

H - constante complexa arbitrária

ω - razão entre a resistência elástica e a massa

S - expressão espacial dos deslocamentos

ω_d - frequência amortecida do sistema de vibrações livres

ρ - amplitude permanente

M - matriz de massas

C - matriz de amortecimento

K - matriz de rigidez
 $U(t)$ - vetor dos deslocamentos
 A - vetor de constantes
 B - vetor de constantes
 ω_t - frequência da estrutura
 ω_i - autovalor associado a uma frequência natural
 Φ_i - autovetor associado a uma frequência natural
 h - altura do elemento estrutural
 b - largura do elemento estrutural
 d - altura útil
 Φ - diâmetro da aradura
 Δc - cobrimento nominal
 nb - número de bordas engastadas
 l^* - relação entre as dimensões da laje
 l_x - menor dimensão horizontal da laje
 l_y - maior dimensão horizontal da laje
 α - coeficiente de majoração dos esforços devido a excentricidade
 A_c - área de concreto da seção transversal
 n - número de pavimentos
 f_{ck} - resistência característica do concreto a compressão
 E - módulo de elasticidade
 α_e - coeficiente de acordo com a rocha predominante no agregado graúdo
 ρ - massa específica do concreto
 ν - coeficiente de Poisson
 G - módulo de elasticidade transversal
 Ψ_0 - fator redutor das ações
 δ - deslocamentos nodais
 M_x - momento fletor na direção x
 M_y - momento fletor na direção y

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 JUSTIFICATIVA	16
1.2 OBJETIVOS	18
1.2.1 Objetivo geral	18
1.2.2 Objetivos específicos.....	18
2 REVISÃO DE LITERATURA	19
2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	19
2.2 ESFORÇOS	19
2.3 ESTADOS LIMITES	20
2.3.1 Valores característicos	20
2.3.2 Resistências características	21
2.4 VENTO	21
2.4.1 Estudos de vento na construção civil	22
2.4.2 Velocidade Básica do Vento (V_0).....	24
2.4.2.1 Velocidade característica do vento	25
2.4.2.2 Fator S_1	25
2.4.2.3 Fator S_2	26
2.4.2.4 Fator S_3	28
2.4.3 Coeficiente de arrasto	29
2.4.4 Coeficiente de pressão.....	31
2.4.5 Ações Dinâmicas.....	31
2.4.5.1 Modelo dinâmico contínuo simplificado	31
2.4.5.2 Modelo Discreto.....	36
2.5 PRINCIPIOS DA ANÁLISE DINÂMICA	39
2.5.1 Sistemas de graus de liberdade	39
2.6 METODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	44
3 METODOLOGIA	47
3.1 LOCALIZAÇÃO	47
3.2 ARQUITETURA.....	50
3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	53
3.3.1 Pré-dimensionamento das vigas	54
3.3.2 PRÉ DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	57

3.3.3 Pré-dimensionamento dos pilares	59
3.4 MODELO NUMÉRICO	63
3.4.1 Propriedades dos materiais.....	63
3.4.2 Definição das seções e dos elementos finitos.....	65
3.4.3 Carregamentos e combinações.....	68
4 RESULTADOS.....	70
4.1.1 Carregamento estático equivalente	74
4.1.2 Carregamento dinâmico simplificado	77
4.2 DESLOCAMENTOS.....	83
4.2.1 Deslocamentos obtidos no modelo estático equivalente	83
4.2.2 Deslocamentos obtidos no modelo dinâmico simplificado	85
4.2.3 Comparação dos deslocamentos obtidos no modelo estático equivalente e no modelo dinâmico simplificado.....	88
4.3 MOMENTOS GERADOS NOS APOIOS DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO	90
4.3.1 Momentos gerados pelos carregamentos a 0°	90
4.3.2 Momentos gerados pelos carregamentos A 90°	91
4.3.3 Comparação dos momentos gerados pelo carregamentos de vento	92
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	93
5.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	93
REFERÊNCIAS.....	94
APÊNDICE 1 – PROJETO ARQUITETÔNICO.....	97
APÊNDICE 2 – PLANTA DE FORMA.....	100

1 INTRODUÇÃO

Devido à crescente urbanização no Brasil, as áreas urbanas têm se valorizado cada vez mais. Buscando otimizar tais espaços as edificações vêm sofrendo um processo de verticalização. A evolução das técnicas de cálculo e de modelagem computacional vêm possibilitando aos engenheiros desenvolver edifícios cada vez mais altos.

Para Trein (2005), devido à aglomeração e à valorização das áreas urbanas, as estruturas recentemente desenvolvidas passaram a ter mais pavimentos, fazendo com que os esforços provenientes das ações de vento se tornem ainda mais significativos. As forças de vento são responsáveis por gerar boa parte dos esforços solicitantes internos e das deformações nas estruturas de edifícios. No Brasil é predominante o uso de sistemas estruturais em concreto armado, que apresentam grande rigidez se comparados a outros sistemas estruturais, como estruturas metálicas.

Para atender os requisitos de desempenho das edificações existem diversos procedimentos normativos; no Brasil a norma vigente é a NBR 6123 (ABNT, 1988) – Forças devidas ao vento em edificações, que regulamenta o processo de carregamento devido a forças de vento em estruturas. A NBR 6123 estabelece três procedimentos para a determinação das cargas de vento: método das cargas estaticamente equivalentes, método dinâmico simplificado e método dinâmico discreto. O primeiro consiste em uma análise puramente estática, já os dois últimos num caráter dinâmico baseado na frequência natural e nos modos de vibração da estrutura.

Além dos procedimentos normativos existem outros procedimentos para o carregamento da estrutura, como é o caso do vento sintético (FRANCO, 1993) que se vale de procedimentos estatísticos para a determinação das parcelas flutuantes do vento.

1.1 JUSTIFICATIVA

A urbanização no Brasil, mais especificamente em algumas regiões do Paraná, como é o caso do litoral, se intensificou a partir da segunda metade do século XX. A verticalização destas áreas urbanas é uma tendencia cada vez maior

vista a escassez de terrenos e o alto valor comercial destes imóveis. Apesar de a edificação de estudo deste trabalho ser relativamente baixa se comparada a outros casos já estudados ela está sujeita a efeitos do vento. Segundo Trein (2005), a exatidão do cálculo estrutural está atrelada aos esforços utilizados para o dimensionamento da edificação.

Pinho e Moraes (2014) mostraram que a análise das forças estáticas equivalentes da NBR 6123 se mostra conservadora se comparada ao modelo dinâmico, em uma estrutura de aço. A análise estática linear apresenta dimensionamento ainda mais conservador quando se trata de estruturas com alto índice de esbeltez.

Santos (2018) concluiu que os esforços normais em um edifício de concreto armado são cerca de 10% maiores no modelo discreto da NBR 6123 se comparados no mesmo edifício utilizando o método de vento sintético.

Gheno (2011) comparou a análise estática e análise dinâmica da NBR 6123 para uma torre metálica do tipo GTS e concluiu que os efeitos estáticos, para fins de dimensionamento, se mostram eficientes se comparados ao método dinâmico, com as solicitações obtidas pelo método dinâmico não excedendo a resistência das barras dimensionadas através do método estático, sendo válido também o oposto.

Leite (2015) ao comparar as respostas de uma torre de transmissão sujeita ao carregamento dinâmico da NBR 6123 e ao carregamento de vento sintético concluiu que o método da NBR 6123 é mais conservador, com valores de grandezas que excedem até 132% os valores obtidos através do método do vento sintético.

Silva (2018) comparou a análise dinâmica simplificada da NBR 6123 com a análise modal via método dos elementos finitos, e concluiu que o método dinâmico simplificado da NBR é excessivamente simplificado, acarretando em uma frequência muito inferior a calculada via MEF.

Chávez (2006) utilizou o método dinâmico simplificado da NBR 6123, o método das cargas estáticas equivalentes da NBR 6123 e o método do vento sintético para analisar os ESI e os deslocamentos em um edifício alto de concreto armado, obtendo resultados mais conservadores pelo método estático equivalente.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é fazer um estudo comparativo do desempenho de uma edificação residencial de múltiplos pavimentos, em concreto armado, situada no município de Pontal do Paraná, quando submetida a distintas forças devidas à ação do vento.

1.2.2 Objetivos específicos

- Desenvolver um modelo de edificação residencial de múltiplos pavimentos em concreto armado;
- Calcular as cargas de vento no edifício através do método estático equivalente da NBR 6123;
- Calcular as cargas de vento no edifício através do método dinâmico contínuo simplificado da NBR 6123;
- Desenvolver um modelo numérico da edificação para a obtenção dos deslocamentos nodais e dos momentos nas reações de apoio através do método dos elementos finitos;
- Comparar os deslocamentos nodais e os momentos gerados nos apoios em ambos os casos de carregamento.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Na construção civil é comum associar os conceitos de estruturas a corpos, ou conjuntos deles adequados a receber esforços, absolvê-los e transmiti-los. As estruturas são sistemas físicos constituídos de componentes interligados e deformáveis, capazes de receber e transmitir esforços (SORIANO, 2007)

Os edifícios que datam do século XIX eram em sua maioria concebidos em alvenaria estrutural, tornando-os assim grandes blocos rígidos. Com a necessidade de otimizar os espaços urbanos, os edifícios se tornaram cada vez mais altos e esbeltos, e conseqüentemente com cargas maiores atuando na estrutura, as paredes mais espessas para atender tais solicitações, começaram a ser um problema.

Em alternativa às paredes estruturais surgiram novos sistemas estruturais, empregando outros materiais como o aço e o concreto armado, tornando as alvenarias apenas elementos de vedação sem função estrutural.

No Brasil é predominante o uso de concreto armado; isso se deve à grande eficiência do sistema, que pode ser atribuída a três fatores principais: a aderência entre o concreto e a armadura, os coeficientes de dilatação térmica muito próximos e a proteção do concreto as ações corrosivas a armadura.

2.2 ESFORÇOS

São definidos como esforços todas as forças e/ou momentos internos que atuam sobre uma estrutura. A NBR 8681 (ABNT, 2004) - Ações e segurança nas estruturas, considera como ações, tudo o que causa deformação e/ou esforço na estrutura. Essas ações também são chamadas de cargas e são responsáveis pelos esforços solicitantes internos, que são esforços aos quais a estrutura deve resistir. A estrutura deve respeitar as condições de equilíbrio estático tendo como resultante uma força nula, ou quase nula, de maneira que seja respeitado o equilíbrio de corpo rígido.

2.3 ESTADOS LIMITES

No Brasil os valores de carga das edificações são regulamentados pela Norma Brasileira NBR 6120 (ABNT, 2019) – Cálculo para a carga de estruturas de edificações, que tem como objetivo fixar os valores das ações a serem consideradas em um projeto. Todavia, é impossível determinar os valores exatos das cargas que ocorrerão na estrutura ao longo de toda a sua vida útil. A norma brasileira NBR 8681, se baseia no método dos Estados Limites, com o objetivo de fixar os requisitos de segurança nas estruturas e estabelecer as definições e os critérios de quantificações nas ações e nas resistências. O método semi probalístico utilizado pela norma majora as solicitações enquanto diminui a resistência, podemos dividir as ações em três tipos:

- Ações permanentes (F_g): São aquelas que atuam na estrutura por toda a vida útil; como o peso próprio;
- Ações variáveis (F_q): São aquelas que ocorrem durante a vida útil da estrutura com valores significativos; são divididas em ações variáveis normais e ações variáveis especiais.

Normais: ocorrem com grande frequência, como ações do vento, ocupação humana etc.

Especiais: ocorrem poucas vezes durante a vida útil da estrutura.

- Ações Excepcionais: têm duração extremamente curta e baixa probabilidade de ocorrência na vida útil da estrutura, como terremotos, choques e incêndios.

2.3.1 Valores característicos

Para a obtenção dos valores de projeto, (F_d), as ações características (F_k) são multiplicadas por um coeficiente de majoração das ações, γ_f .

As ações podem ser divididas em ações permanentes e variáveis. As ações variáveis podem ser divididas em ações variáveis principais e ações variáveis secundárias.

$$F_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} \cdot F_{gik} + \gamma_{qi} + F_{qik} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot \gamma_{qj} \cdot F_{qjk} \quad (1)$$

Em geral, o vento é considerado a ação variável, podendo ser tratado como principal ou secundária após análise e comparação de seus efeitos com os das demais ações variáveis presentes na análise.

2.3.2 Resistências características

A resistência característica dos materiais é minorada para efeitos de cálculo através de um coeficiente de minoração das resistências, (γ_m).

$$F_d = \frac{F_k}{\gamma_m} \quad (2)$$

Onde:

F_k representa a resistência característica do material;

γ_m representa o coeficiente de minoração da resistência de acordo com o material.

2.4 VENTO

O vento é caracterizado como o movimento preponderantemente horizontal do ar. Esse fenômeno ocorre devido à diferença de temperatura em vários pontos da Terra que, segundo, varia conforme a incidência de raios solares e as diferentes propriedades térmicas dos solos e oceanos (TARANATH, 1988). O comportamento do vento, em geral, é turbulento; isso se deve a sua baixa viscosidade (cerca de 1/16 da viscosidade da água). Devido a esse fator, suas partículas se movimentam de maneira desordenada, caracterizando um escoamento turbulento. Essa parcela turbulenta do escoamento é denominada rajada. As rajadas ocorrem em períodos curtos e têm grande influência sobre o comportamento dinâmico da estrutura. Segundo Blessman (1998), as rajadas possuem diferentes dimensões, conhecidas como comprimento de onda, sendo essa uma medida linear. O vento também sofre variações de velocidade gradual, em função da energia solar incidente na atmosfera,

mas esse comportamento não afeta consideravelmente as estruturas num caráter dinâmico.

Em geral, nas análises das ações do vento, considera-se que as sobrecargas de vento aumentam lentamente e de forma gradual, permitindo uma análise estática da estrutura. Mas em alguns casos essa análise não é o suficiente para determinar os efeitos das cargas de vento com precisão, então se torna necessária uma análise dinâmica. A NBR 6123 estabelece que em estruturas com o período fundamental superior a 1 segundo devem ser feitas análises dinâmicas.

Quando o vento atinge um objeto, parte de sua energia se transfere a este corpo (TARANATH 1988), a quantidade de energia transferida é chamada de fator de resposta de rajada. Quanto mais esbelta for a estrutura, mais eficiente será essa transferência, conseqüentemente maior será o fator de resposta de rajada.

Segundo Mendis (2007), estruturas sensíveis ao vento devem ser analisadas levando em consideração o impacto no entorno, as cargas de vento aplicadas na fachada e as cargas aplicadas na estrutura como um todo.

2.4.1 Estudos de vento na construção civil

Loturco (2010) atribui os primeiros estudos de vento em edificações aos australianos William Charles Kernot e James Mann (1894), que desenvolveram uma série de pesquisas e experimentos em modelos reduzidos. O francês Alexandre Gustave Eiffel, em parceria com o dinamarquês Kernot e Mann e Irminger Nokkentved foram responsáveis por uma série de ensaios aerodinâmicos em modelos reduzidos no final do século XIX.

O tema passou a ter maior relevância após o colapso da ponte de Tacoma Narrows, localizada no estreito de Tacoma no Estado de Washington, Estados Unidos. A ponte foi atingida por rajadas de vento de até 70km/h e entrou em colapso, como mostrado na FIGURA 1.

FIGURA 1 – PONTE DE TACOMA NARROWS EM COLAPSO (1940).



FONTE: Santos (2018).

Nos anos 1960, em decorrência de projetos de grandes edifícios como o World Trade Center, são difundidos, na vanguarda de métodos analíticos, ensaios de túnel de vento com modelos reduzidos.

No final do século XX, surgem métodos analíticos e procedimentos normativos para o cálculo das ações do vento que levam em consideração características da edificação, como fator de amortecimento, distribuição de massa, previsão de ações dinâmicas, dentre outros. Pode-se citar algumas normas:

- NBR 6123/88 – Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988).
- NBCC/1990 - NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA. National Research Council of Canada.
- AS1170 – AUSTRALIAN STANDARD. Structural design actions Set.

Também são aprimorados ensaios em túnel de vento para edificações para edifícios formatos e alturas atípicos. Loturco (2010) destaca algumas delas como: O edifício E-Tower localizado na cidade de São Paulo e o edifício Sears Tower localizado na cidade de Chicago.

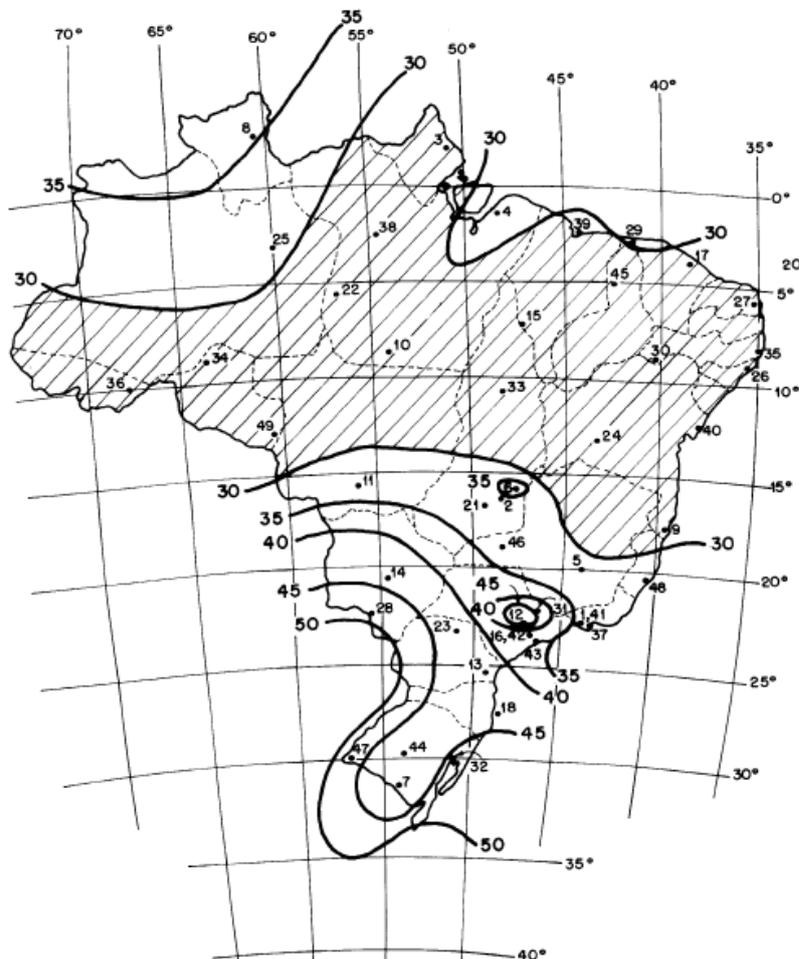
Para o desenvolvimento de um projeto no Brasil, seja ele de concreto armado, regulamentado pela NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto armado (ABNT, 2014), ou estruturas metálicas regulamentado pela norma NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto para edifícios (ABNT, 2008), devem ser atendidos os requisitos da norma de referência NBR 6123 –

Forças devido ao vento em edificações (ABNT, 1988), que aborda estudos estatísticos em território nacional, velocidade básica de vento (isopletas), fatores topográficos, rugosidade e coeficientes de baixa e alta turbulência e outros fatores que influenciam a velocidade do vento, como: local da edificação, tipo do terreno, geometria e altura da edificação e tipo de ocupação.

2.4.2 Velocidade Básica do Vento (V_0)

A NBR 6123 define como velocidade básica do vento (V_0), uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno, medida em campo aberto e plano. São valores determinados experimentalmente em todo o território nacional e representados em forma de Isopletas, conforme o gráfico apresentado na FIGURA 2.

FIGURA 2 - ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V_0)



FONTE: NBR6123 (1988).

2.4.2.1 Velocidade característica do vento

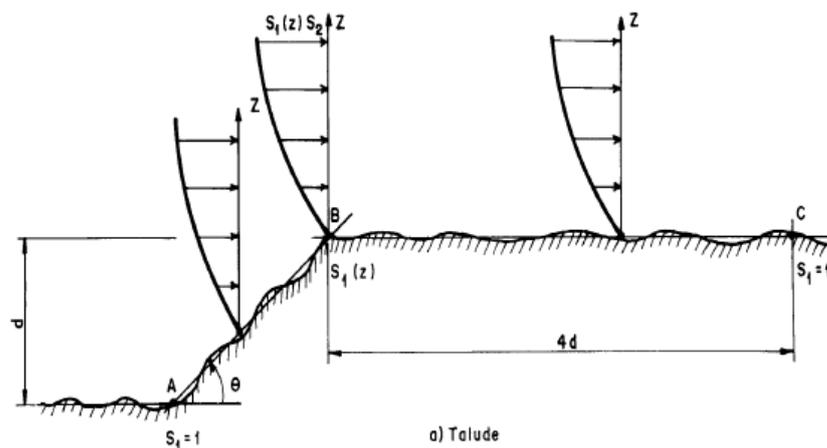
Para o cálculo das ações de vento, a NBR 6123 estabelece três métodos, baseados nas características fundamentais da estrutura: o método das cargas estáticas equivalentes, o método dinâmico simplificado e o método dinâmico discreto. Tais métodos levam em consideração a velocidade característica do vento (V_k), que pode ser descrita como uma função da velocidade básica (V_0) e dos fatores S_1 , S_2 e S_3 .

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

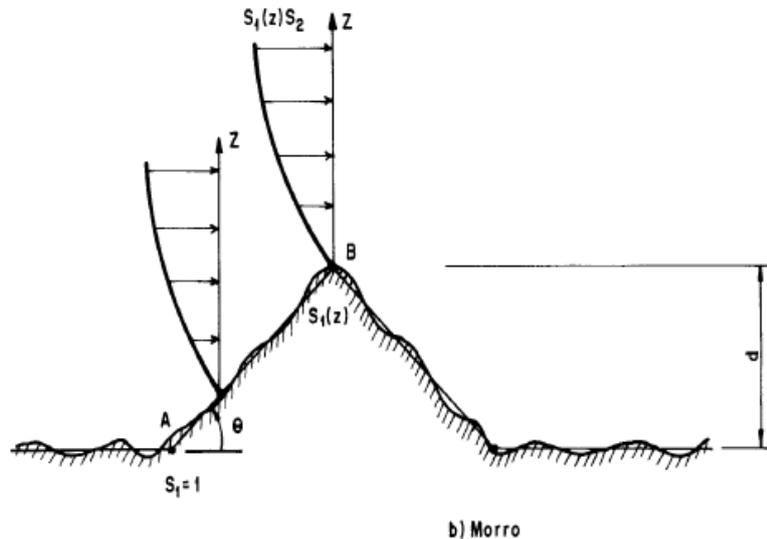
2.4.2.2 Fator S_1

O fator S_1 , também conhecido como fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno. A NBR 6123 considera o fator $S_1=1,0$ quando o terreno for plano ou pouco acidentado. Para vales profundos e protegidos de vento, é considerado que o fator topográfico $S_1=0,9$. Já no topo de taludes ou morros alongados o fator S_1 é dado em função da altura (z), que é a altura média a partir da superfície do terreno no ponto considerado, como apresentado nas FIGURAS 3 e 4.

FIGURA 3 - FATOR TOPOGRÁFICO S_1 , TALUDES



FONTE: NBR6123 (1988).

FIGURA 4 - FATOR TOPOGRÁFICO S₁, MORROS

FONTE: NBR6123 (1988).

Caso $\theta \leq 3^\circ$: $S_1(z) = 1,0$

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

Caso $\theta \geq 45^\circ$: $S_1(z) = 1,0 + (2,5 - \frac{z}{d}) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$

Onde:

z é a altura média a partir da superfície do terreno no ponto;

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

θ é a inclinação do talude ou encosta no morro.

Para casos onde: $3^\circ < \theta < 6^\circ < 17^\circ < \theta < 45^\circ$, é recomendada uma interpolação linear.

2.4.2.3 Fator S₂

O fator S₂ considera os efeitos combinados da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação.

Para os fins de análise de vento, a norma NBR 6123 divide as rugosidades em cinco diferentes categorias:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento.

- Categoria II: Terrenos abertos em nível, ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas; a cota média do topo dos obstáculos é considerada 1m.
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de arvores, edificações baixas ou esparsas; a cota média do topo dos obstáculos é considerada 3m.
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados; a cota média considerada do topo dos obstáculos é de 10m.
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados; a cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m.

Para a definição da ação do vento ainda é necessário analisar algumas características em particular que se originam a continuidade da estrutura. As categorias para a análise quanto às dimensões das edificações são convenientemente separadas de acordo com o intervalo médio para o cálculo das velocidades médias do vento que tem maior incidência sobre cada tipo de obstáculo.

A edificação pode ser classificada em três classes de acordo com suas dimensões:

- Classe A: edificações com qualquer dimensão horizontal ou vertical máxima de 20 metros e duração da rajada de vento em 3s.
- Classe B: edificações com qualquer dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 metros e duração da rajada de vento em 5s.
- Classe C: edificações com qualquer dimensão horizontal ou vertical acima de 50 metros e duração da rajada de vento em 10s.

Definidas as categorias o cálculo de S_2 é dado por:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4)$$

Onde:

b é o parâmetro meteorológico referente a rugosidade do terreno e a classe da edificação;

p é o expoente da lei potencial de variação;

F_r o fator de rajada;

z a altura, em metros, a partir da superfície do terreno até ponto considerado.

Com o fator de rajada (F_r), permite transformar a rajada de 3s medida pela NBR 6123 em uma rajada de “x” segundos, adequada a situação de projeto. Para isso, a NBR 6123 fornece os fatores que, multiplicados pela velocidade de rajada, permitem obter esta transformação. O fator de rajada (F_r) corresponde a cada uma das classes da edificação como ilustrado na TABELA 1 que estabelece os parâmetros meteorológicos.

TABELA 1 - PARÂMETROS METEOROLÓGICOS PARA DIFERENTES CLASSES E CATEGORIAS DE TERRENO

Categoria	Zg (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,100	1,110	1,120
		p	0,060	0,065	0,070
II	300	b	1,000	1,000	1,000
		Fr	1,000	0,980	0,950
III	350	p	0,085	0,090	0,100
		b	0,940	0,940	0,930
		p	0,100	0,105	0,115
IV	420	b	0,860	0,850	0,840
		p	0,120	0,125	0,135
V	500	b	0,740	0,730	0,710
		p	0,150	0,160	0,175

FONTE: NBR 6123 (1988).

2.4.2.4 Fator S_3

O fator S_3 é baseado no grau de segurança requerido durante a vida útil da edificação. A norma define que a velocidade básica do vento apresenta um período de recorrência médio de 50 anos.

A NBR 6123 utiliza os parâmetros mínimos para a definição do fator de segurança, indicados na TABELA 2.

TABELA 2 - VALORES MÍNIMOS DO FATOR S3

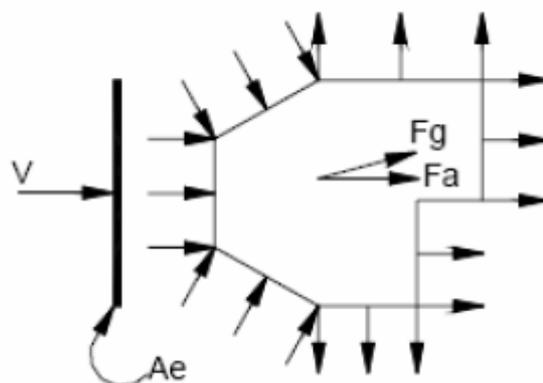
Grupo	Descrição	S3
1	Edificação cuja a ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou a possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações 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, ect.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, ect.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas do grupo 1 a 3 durante a construção.	0,83

FONTE: NBR 6123 (1988).

2.4.3 Coeficiente de arrasto

A força global do vento em uma edificação (F_g), é dada pela soma vetorial de todas as forças de vento que nela atuam como ilustrado pela FIGURA 5. A componente da força global na direção da velocidade média do vento é chamada de força de arrasto (F_a).

FIGURA 5 - FORÇA DE ARRASTO

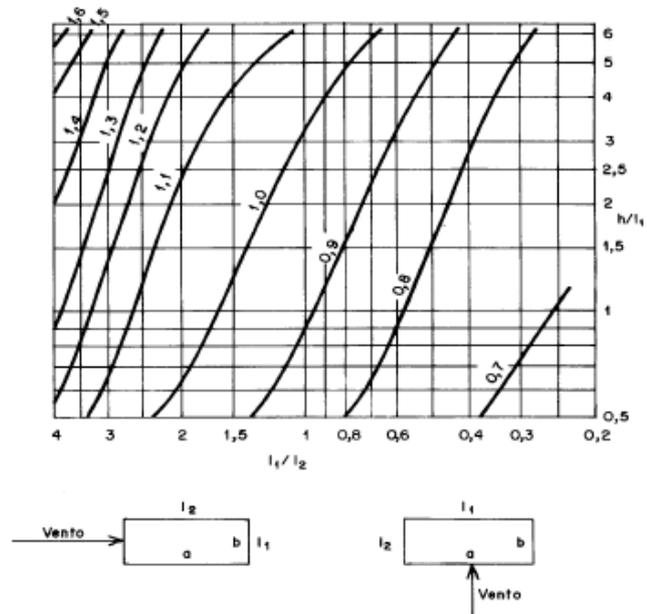


FONTE: Silva (2009).

A NBR 6123 estabelece para o cálculo das forças de arrasto, coeficientes, relacionando as dimensões horizontais (L_1 e L_2) e verticais (h) da edificação, levando

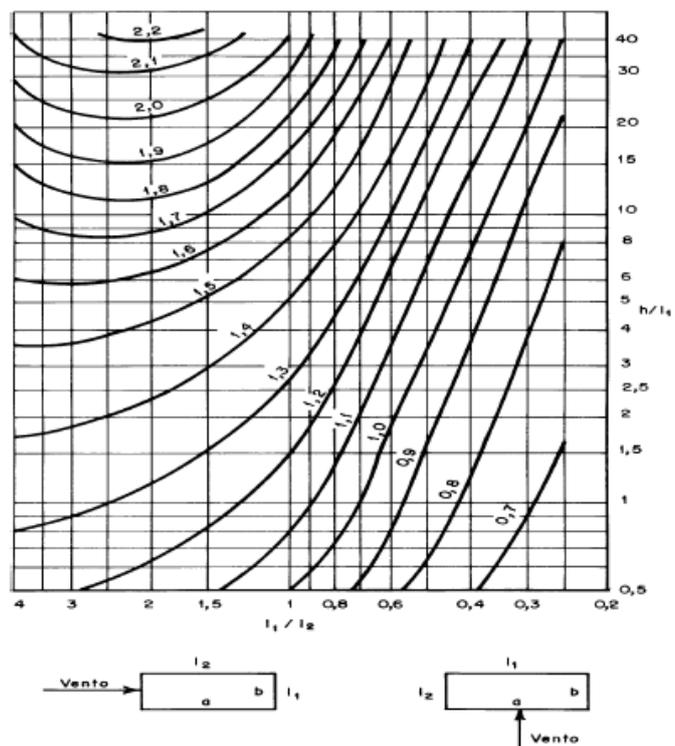
em consideração o número de Reynolds do escoamento no seu entorno, com modelos de alta e baixa turbulência, como Ilustrado nas FIGURAS 6 e 7.

FIGURA 6 - ÁBACO PARA VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA



FONTE: NBR 6123 (1988).

FIGURA 7 - ÁBACO PARA VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA



FONTE: NBR 6123 (1988).

2.4.4 Coeficiente de pressão

Segundo a NBR 6123 as forças de vento dependem das forças de pressão nas faces da edificação em estudo. A NBR 6123 permite calcular tais forças a partir de coeficientes de pressão.

Os coeficientes de pressão são dados em função do tipo e da geometria da edificação, definidos em ensaio de túnel de vento calculados a partir equação 5 para cada parte da estrutura.

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi}) q \quad (5)$$

Onde:

Δp = Variação de pressão;

C_{pe} = Coeficiente de pressão externo;

C_{pi} = Coeficiente de pressão interno;

q = pressão dinâmica do vento.

A pressão dinâmica do vento pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (6)$$

2.4.5 Ações Dinâmicas

Para determinar a força estática equivalente na direção da velocidade média do vento sobre uma edificação ou parte dela, a força de arrasto (F_a), a NBR 6123 utiliza a seguinte expressão:

$$F_a = C_a q A_e \quad (N) \quad (7)$$

Onde:

C_a = Coeficiente de arrasto;

A_e = Área frontal efetiva ou de projeção;

q = Pressão dinâmica do vento.

2.4.5.1 Modelo dinâmico contínuo simplificado

A NBR 6123 permite que o modelo contínuo simplificado, ou apenas modelo simplificado, como é conhecido, seja adotado sempre que a edificação tiver seção

constante, ou fracamente variável e distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa, apoiadas exclusivamente na base com altura inferior a 150 metros. A resposta da análise dinâmica considera unicamente a contribuição do modo fundamental de vibração da edificação.

Segundo a NBR 6123, em geral levando-se em consideração apenas o modo fundamental de vibração da estrutura são obtidos erros inferiores a 10%. O modo fundamental de vibração pode ser estimado de acordo com a equação 8:

$$X = \left(\frac{Z}{h}\right)^\gamma \quad (8)$$

É necessário definir uma velocidade de projeto (\bar{V}_p). A NBR6123, define como velocidade de projeto a velocidade média sobre 10 minutos, à 10 metros acima do terreno de categoria II, que pode ser obtida através da equação 9:

$$\bar{V}_p = 0,69V_0 S_1 S_3 \quad (9)$$

A TABELA 3 apresenta os valores do coeficiente modal (γ), valores para o coeficiente de amortecimento crítico (ζ) e valores aproximados para o cálculo direto da frequência fundamental de estruturas usuais. Para casos que divergem dos da tabela deverão ser obtidos valores da frequência fundamental e dos demais coeficientes através do emprego do método das teorias das vibrações.

TABELA 3 - PARÂMETROS PARA A DEFINIÇÃO DOS EFEITOS DINÂMICOS

Tipo de Edificação	γ	ζ	$T_1=1/f_1$
Edifícios com estruturas aperticadas de concreto, sem cortinas	1,2	0,020	$0,05h + 0,015h$ (h em metros)
Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	1,6	0,015	$0,05h + 0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	0,02h
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	0,015h
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$(0,029h^{1/2})-0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,080	
Estruturas de madeira	--	0,030	

FONTE: NBR 6123 (1988).

O modelo simplificado da NBR 6123 permite calcular a pressão dinâmica em função da altura (z) da estrutura na forma de uma função contínua $q(z)$, expressa pela equação 10.

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (10)$$

Na qual o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e segundo à amplitude máxima da resposta flutuante.

O termo (\bar{q}_0) representa a pressão dinâmica de vento exercida sobre a estrutura, assim como no modelo estático é calculada pelo produto entre a metade da massa específica do ar e do quadrado da velocidade de projeto do vento.

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V} p^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (11)$$

Os parâmetros b e p , variam de acordo com a categoria de rugosidade do terreno, e estão expressos na TABELA 4.

TABELA 4 - PARÂMETROS B E P EM FUNÇÃO DA CATEGORIA DE RUGOSIDADE DO TERRENO

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

FONTE: NBR 6123 (1988).

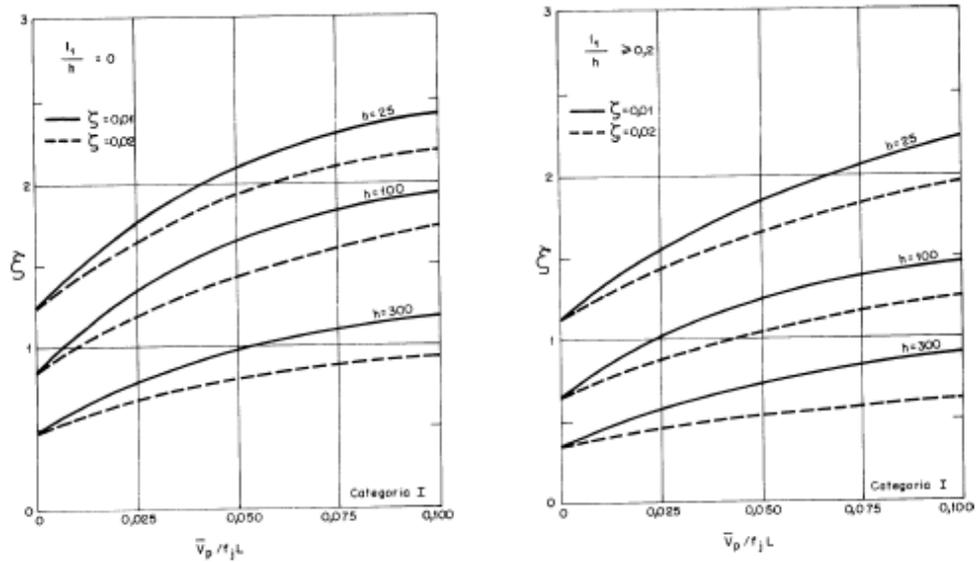
A variável (z) corresponde à altura de interesse da edificação. A variável (z_r) a altura de referência em que o vento é estimado, que é de 10 metros.

O coeficiente de amplificação dinâmica, (ξ), é uma função das dimensões da edificação, do coeficiente de amortecimento crítico, (ζ), do tipo de material e da frequência fundamental da estrutura (f).

O valor do coeficiente de amplificação dinâmica pode ser encontrado nos ábacos ilustrados nas FIGURAS 8 a 12. Variando de acordo com a categoria de

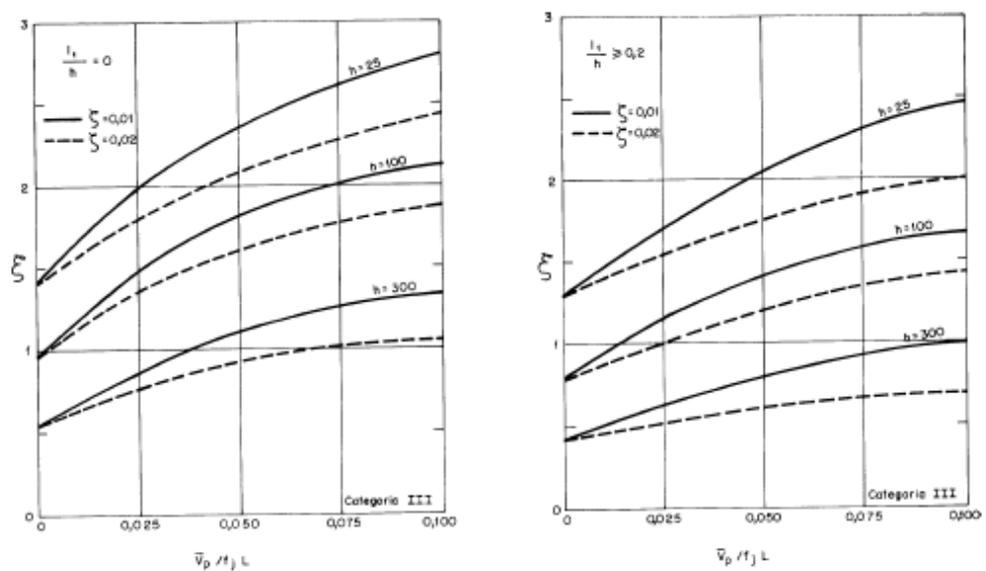
rugosidade de terreno, com a relação entre a altura e a maior face da edificação e com a razão entre a velocidade de projeto, a frequência fundamental e a dimensão característica (L).

FIGURA 8 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA I



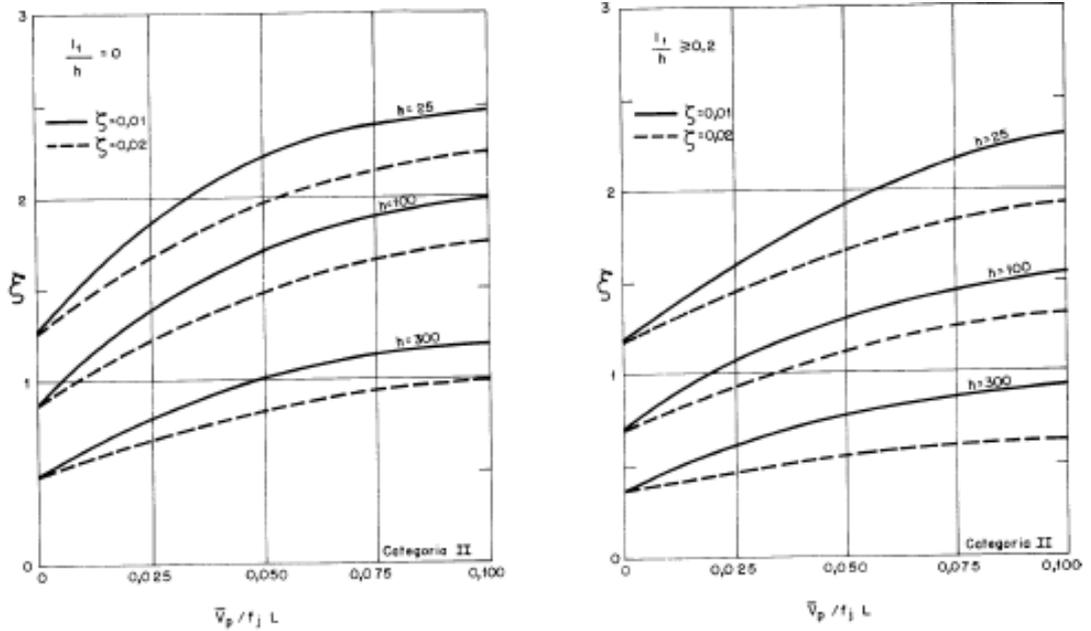
FONTE: NBR 6123 (1988).

FIGURA 9 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA II



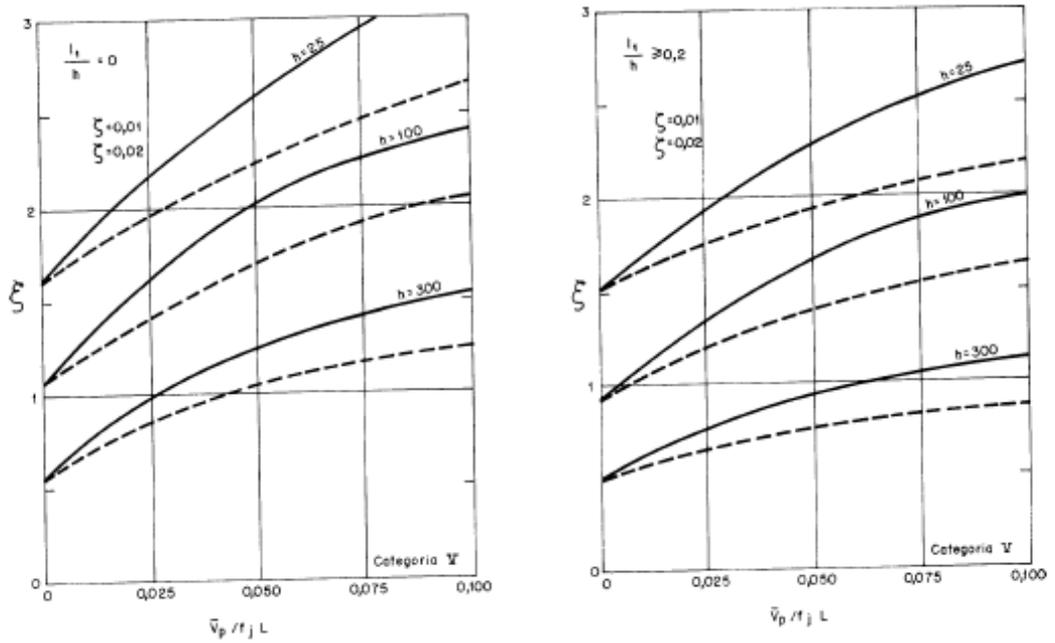
FONTE: NBR 6123 (1988).

FIGURA 10 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA III



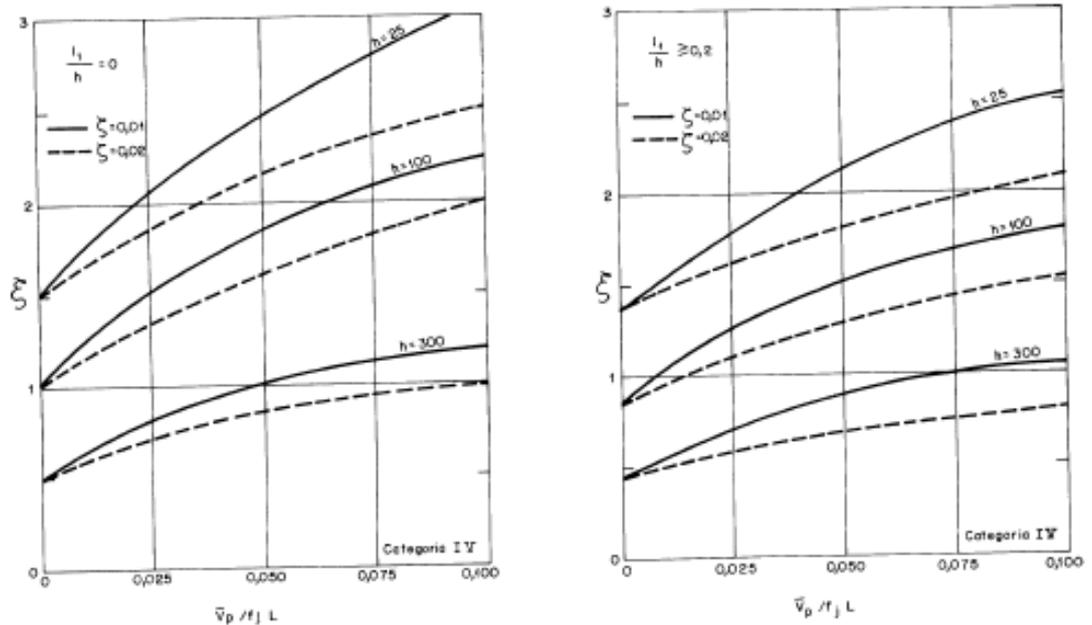
FONTE: NBR 6123 (1988).

FIGURA 11 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA IV



FONTE: NBR 6123 (1988).

FIGURA 12 - ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA CATEGORIA IV



FONTE: NBR 6123 (1988).

O cálculo dos esforços dinâmicos na estrutura é feito por meio esforços estáticos equivalentes no modelo simplificado, assim de maneira análoga aos esforços estáticos equivalentes, a soma vetorial das forças que atuam na direção da velocidade média do vento se dá pelo coeficiente de arrasto. Podendo assim ser determinada uma força de arrasto pela seguinte expressão:

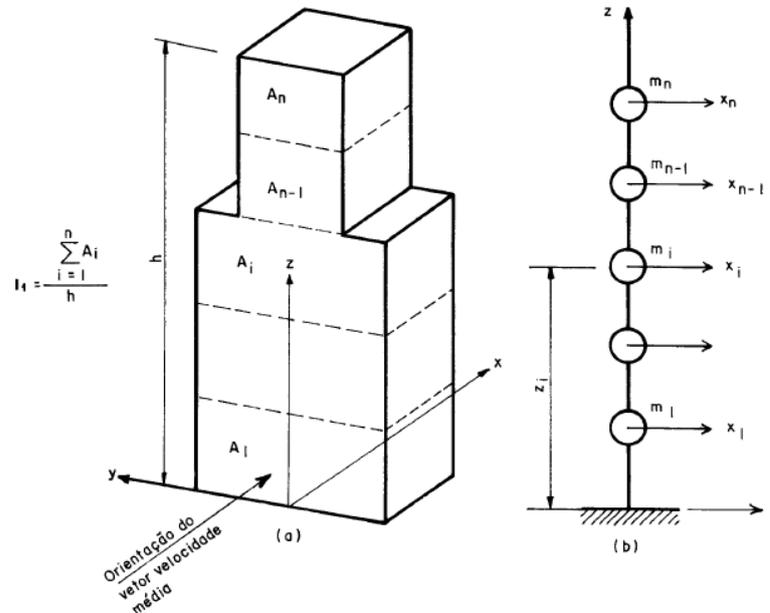
$$F_a = q(z) L_1 C_a \quad (12)$$

2.4.5.2 Modelo Discreto

Em edificações em que as propriedades variam conforme a altura, é recomendado pela NBR6123 que seja feita uma análise dinâmica através do modelo discreto. O modelo consiste na discretização da edificação em (n) coordenadas (i) . No caso de edificações verticais com plano de simetria, n é também o número de graus de liberdade da edificação. É atrelado a cada coordenada (i) um deslocamento correspondente (X_i) , uma massa discreta (m_i) correspondente, uma altura (z_i) correspondente à altura da coordenada em relação ao terreno, uma área de

influência (A_i) e um coeficiente de arrasto correspondente (C_{ai}) como ilustrado na FIGURA 13.

FIGURA 13 - MODELO DINÂMICO DISCRETO



FONTE: NBR 6123 (1988).

De acordo com a NBR 6123, o efeito estatístico gerado pela velocidade média do vento é definido como resposta média, enquanto o efeito das rajadas gerado pela parcela flutuante de vento é definido como resposta flutuante. Os esforços e deslocamentos finais da estrutura podem ser determinados pela superposição de ambas as respostas em cada coordenada discreta i .

$$X_i = \hat{X}_i + \bar{X}_i \quad (13)$$

Onde:

X_i é o deslocamento total;

\hat{X}_i é a parcela dos deslocamentos gerada pela parcela flutuante;

\bar{X}_i é a parcela dos deslocamentos gerados pela parcela média.

No modelo discreto a contribuição da parcela média de vento é calculada através da seguinte expressão:

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (14)$$

Sendo b e p os parâmetros b e p , da categoria de rugosidade do terreno, expressos na TABELA 4.

A parcela flutuante do vento pode ser determinada pela seguinte equação:

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i \quad (15)$$

Onde:

$$F_H = q_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad (16)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (17)$$

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (18)$$

O parâmetro ψ_i é a relação entre massa da coordenada i e massa total da edificação, F_H é o coeficiente de força. β_i é um coeficiente que depende do coeficiente de arrasto, da relação entre a área de incidência do vento e a área de referência do pavimento e a altura da coordenada i em questão e ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica, encontrado através dos ábacos das FIGURAS 8 a 12.

As flutuantes aleatórias com velocidades instantâneas com relação a velocidade média do vento são responsáveis também por vibrações na estrutura na direção transversal à de incidência do vento e devem ser acrescentadas aos efeitos quando for o caso. A parcela perpendicular pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$Y_i = \frac{1}{3} X_i \quad (19)$$

2.5 PRINCIPIOS DA ANÁLISE DINÂMICA

Ao se falar em análise dinâmica, leva-se em consideração que não apenas as forças variam em função do tempo, mas também os movimentos que estão associados à própria estrutura, normalmente chamados de vibrações, induzindo assim forças de inércia devido a aceleração (MENDES, 2012).

A ação dinâmica é uma ação que pode variar de grandeza, direção e local de aplicação com o tempo. Podemos dividir as análises dinâmicas em:

Análise determinista: quando a lei de variação dinâmica em função do tempo é conhecida;

Análise estocástica: quando a lei de variação dinâmica em função do tempo não é totalmente conhecida, mas pode ser definida de forma estatística.

O retorno que uma estrutura dá perante a uma carga dinâmica é traduzido na forma de deslocamentos. Em uma análise determinística, utilizamos grandezas conhecidas, como é o caso das tensões, deformações e demais esforços, que nos fornecem uma carga dinâmica sendo expressa na forma de deslocamentos na estrutura. Em uma análise estocástica o estudo da estrutura é realizado em primeiro lugar pela análise do histórico dos deslocamentos, obtidos através do histórico de cargas considerado na análise apenas a partir de uma segunda fase (LIMA, 2013).

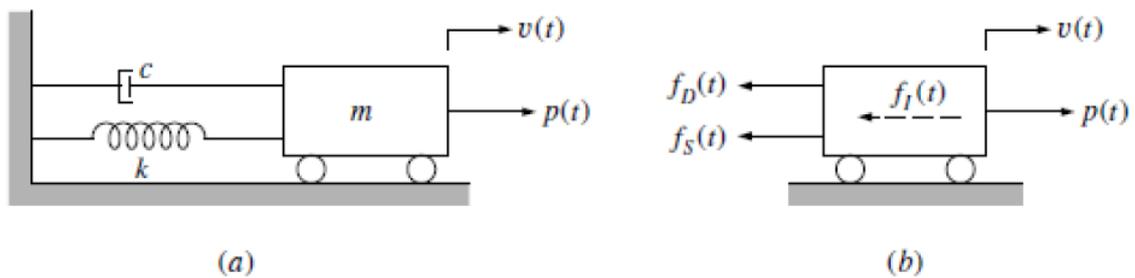
2.5.1 Sistemas de graus de liberdade

Graus de liberdade estão associados ao número de parâmetros independentes que são necessários para se definir a posição de um corpo no espaço em qualquer instante de tempo (BECKER, 2014). Um sistema com apenas um grau de liberdade é um sistema que pode variar em apenas uma direção, ou apenas uma coordenada é necessária para especificar a localização da massa no espaço.

Um típico sistema de um grau de liberdade é o sistema representado pela FIGURA 14, onde a massa (m) pode se mover na direção horizontal e qualquer ponto da massa se desloca uma quantidade $u(t)$. É admitido em tal sistema um mecanismo de perda de energia (c), e um mecanismo de resistência elástica (k). Neste caso a força de amortecimento (c) é proporcional à velocidade e a força

elástica (k) ao deslocamento, um carregamento externo é representado pela força $p(t)$.

FIGURA 14 - SISTEMA DE UM GRAU DE LIBERDADE. A) COMPONENTES. B) DIAGRAMA DE CORPO LIVRE



FONTE: Clough *et al* (1995).

O equilíbrio desses sistemas é dado da seguinte expressão:

$$mu''(t) + cu'(t) + ku(t) = p(t) \quad (20)$$

Os termos $u'(t)$ e $u''(t)$ representam respectivamente a derivada primeira e a derivada segunda dos deslocamentos. Desta maneira representam a velocidade e a aceleração no sistema.

Quando o sistema se movimenta pela aplicação de um carregamento $p(t)$, que varia com o tempo, pode-se afirmar que ocorre uma vibração forçada. Quando não há carregamento externo pode-se dizer que ocorre uma vibração livre, nesse caso a expressão se reduz:

$$m''(t) + cu'(t) + ku(t) = 0 \quad (21)$$

Tal sistema possui solução na forma:

$$(ms^2 + cs + \omega^2)He^{st} = 0 \quad (22)$$

Onde (H) é uma constante complexa arbitrária e (ω) é a razão entre a resistência elástica (k) e a massa (m). Dessa forma a expressão dos deslocamentos (S) pode ser reduzida a:

$$S = -\frac{c}{2m} + \sqrt{\frac{c}{2m} - \omega^2} \quad (23)$$

Se o termo radical da expressão for zero, pode-se afirmar que a expressão tem amortecimento crítico. Se o termo radical for menor que o crítico, o radical se torna negativo, assim o amortecimento do sistema se torna subcrítico sendo expresso da seguinte forma:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (24)$$

Obtém-se então:

$$S = -\xi \omega \pm i \omega d \quad (25)$$

Onde (ω_d) é a frequência amortecida no sistema de vibrações livres expresso pela seguinte equação:

$$\omega d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (26)$$

Segundo Lima (2013), é comum em estruturas civis que elas possuam o amortecimento subcrítico, em geral entre 1% e 20%.

Para sistemas de vibrações forçadas, a solução da equação diferencial se dá na seguinte forma:

$$u(t) = uh + up \quad (27)$$

Sendo (uh) a solução homogênea do sistema de vibrações livres e (up) a solução particular da equação diferencial que depende do carregamento ao qual o sistema está sujeito.

De acordo com a solução da equação diferencial, a resposta transitória da carga aplicada se amortece rapidamente. A carga aplicada gera uma resposta permanente, na forma de deslocamentos, (u_0), e também uma amplitude permanente (ρ). A razão entre a amplitude permanente e a os deslocamentos permanentes pode ser chamada de coeficiente de amplificação dinâmica.

$$\zeta = \frac{\rho}{u_0} \quad (28)$$

Quando se tem um sistema de vibrações forçadas ainda há a consideração dos efeitos de ressonância no sistema. O efeito de ressonância ocorre quando um sistema é excitado por um carregamento periódico de frequência igual a frequência natural do sistema, o que faz com a transferência de energia da fonte excitadora para o sistema seja a mais eficiente possível, gerando uma máxima amplitude de vibração. À medida que a relação entre as frequências de aproxima de 1, surge a tendência de o fator de amplitude dinâmico aumentar exponencialmente (LIMA, 2013). Ainda segundo Lima (2013), é possível afirmar que o fator de amplificação dinâmico (ζ) é inversamente proporcional ao coeficiente de amortecimento (c).

Estruturas reais têm um número muito grande de graus de liberdade, caracterizando sistemas de múltiplos graus de liberdade. Ao se fazer um modelo matemático é possível aproximar o comportamento de uma estrutura de maneira satisfatória. Essa aproximação é feita através de elementos discretos, ligados por nós, com um número determinado de graus de liberdade (LIMA, 2013). Tais sistemas são formulados através de conceitos similares aos utilizados em sistemas com um único grau de liberdade. Um sistema com n graus de liberdade resulta na formação de matrizes de massa, rigidez e amortecimento que quando associadas respectivamente aos valores de aceleração, deslocamentos e velocidade nos graus de liberdade resultam em equações que expressam o equilíbrio dinâmico da estrutura.

$$MU''(t) + CU'(T) + KU(T) = P(T) \quad (29)$$

Onde:

M representa a matriz de massas ($n \times m$);

C representa a matriz de coeficientes de amortecimento ($n \times m$);

K representa a matriz de rigidez ($n \times m$);

$U(t)$ o vetor deslocamentos (n);

$U'(t)$ o vetor velocidade (n);

$U''(t)$ o vetor aceleração (n);

Para um sistema não amortecido de vibração livre a equação (29) fica reduzida a:

$$MU''(t) + KU(t) = 0 \quad (30)$$

A equação (30) possui solução na forma de um problema característico, conhecido como problema de autovalor e autovetor obtendo um sistema de equações homogêneas lineares algébricas conforme equação (31):

$$(K - \omega^2 M)\Phi = 0 \quad (31)$$

As raízes desse sistema são os autovalores que representam as frequências naturais (ω_i) do sistema (LIMA, 2013). Cada autovalor corresponde a um autovetor que representa o modo de vibração (Φ_i) associado a cada frequência natural. Para um sistema com n graus de liberdade, obtêm-se n autovalores e n autovetores, ou seja, n modos de vibração, cada um com a sua frequência natural.

Ainda segundo Lima (2013), os modos de vibração possuem uma propriedade chamada relação de ortogonalidade que são uteis na análise dinâmica de estruturas, sendo possível provar que os modos de vibração são ortogonais às matrizes de massa e rigidez. As amplitudes dos modos de vibração obtidas na solução do problema de autovalores e autovetores são arbitrárias, ou seja, qualquer amplitude vai satisfazer a equação (33) e apenas a forma dos modos é obtida.

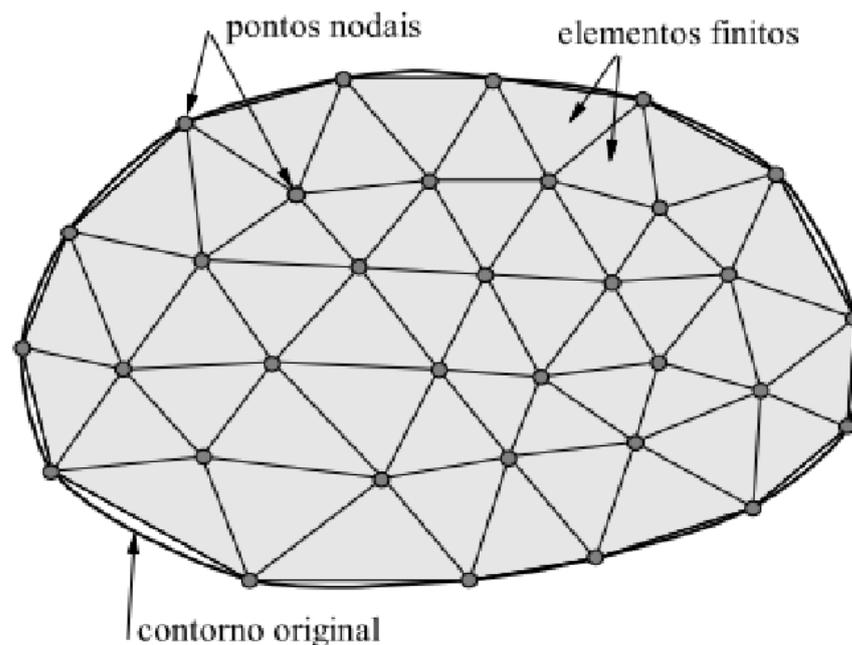
Para cada modo de vibração, a amplitude de um dos graus de liberdade é igualada a um valor, e os demais deslocamentos são determinados em relação a esse valor de referência; esse processo é conhecido como normalização dos modos de vibração em relação à coordenada de referência. Assumindo um comportamento linear na estrutura e valendo-se da propriedade da ortogonalidade, pode-se utilizar o

princípio da superposição para a obtenção da resposta dinâmica de um sistema com n graus de liberdade.

2.6 METODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF), data de meados do século XX, quando foram lançados os primeiros computadores viabilizando sua utilização. Inicialmente o método foi utilizado para a análise de problemas de mecânica dos sólidos, mas logo, devido à sua grande versatilidade, seu uso se entendeu-se à análise de diversos problemas físicos. O método dos elementos finitos é um método numérico aproximado que consiste na solução de problemas através da divisão de seu domínio em sub-regiões de geometria conhecida, podendo estas assumirem formatos geométricos distintos como retângulos, triângulos, entre outros. Essas regiões propriamente ditas são os elementos finitos, limitados a sua extremidade por nós, ou pontos nodais que se conectam a outros elementos finitos. O conjunto de elementos finitos e pontos nodais é denominado malha de elementos finitos, e pode ser observado na FIGURA 15 (MOTA, 2003).

FIGURA 15 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS



FONTE: Souza (2003).

A resolução numérica dos problemas de engenharia descritos por equações diferenciais ordinárias e parciais (EDO's e EDP's) pode ser obtida, segundo Zienkewicz e Taylor (2000), através da “forma forte” e da “forma fraca”. Na “forma forte” a resolução da equação é obtida na sua forma diferencial, sendo necessário que haja continuidade nas soluções das variáveis dependentes, sendo diferenciáveis até pelo menos a ordem da equação diferencial que define o problema, deixando a solução limitada em alguns casos. Enquanto na “forma fraca” as equações diferenciais são representadas por integrais ponderadas, apesar de recorrerem ao método apresenta soluções satisfatórias.

É um método que se adapta muito bem a problemas da mecânica dos sólidos, por esses possuírem naturalmente um funcional como princípio de mínimo, o método de Reyleigh-Ritz, o qual pode ser entendido como uma técnica para gerar funções aproximadas para problema variacionais, sendo essas funções definidas no domínio de cada elemento ao invés de encontrar uma única função que satisfaça as condições de contorno do domínio inteiro. Logo para cada elemento que compõe a estrutura a solução tentativa é formada pela combinação linear de funções de forma associadas aos nós ponderados pelas variáveis referidas aos nós do elemento (ASSAN, 2003).

A ideia inicial do método, é transformar um problema complexo em vários problemas mais simples através da discretização do meio contínuo em um finito grupo de elementos (SOUZA 2003). Segundo Assan (2003), o processo consiste em substituir uma função exata por uma aproximada com parâmetros ajustáveis, composta pela combinação linear de outras funções chamadas funções de forma. As funções de forma são substituídas no funcional que descreve a função em análise impondo a este a condição de mínimo, sendo então escolhidos os parâmetros ajustáveis de modo a obter um ponto de equilíbrio estável, onde as forças internas equivalem-se às forças externas.

Existem diversos elementos finitos desenvolvidos para a abordagem de problemas de diversas formas e dimensões, podendo ser dos mais simples, unidimensionais, até os mais complexos modelos tridimensionais. Segundo Ribeiro (2004), os elementos isoparamétricos vêm sendo bastante utilizados visto que conseguem se adaptar melhor aos limites físicos do modelo, pois sua geometria é composta pela combinação de polinômios, podendo possuir contorno curvo ou suave. Bathe (1996) também afirma que tais elementos são mais eficientes para soluções práticas.

Segundo Zienkewicz e Taylor (2000), a escolha do tipo de elemento e da função de forma são fatores que influenciam significativamente na convergência dos resultados. Outro fator que contribui para a convergência dos resultados é o número de elementos, ao passo que o número de elementos aumenta, reduz-se a diferença entre a malha e a superfície real, ao passo que o tamanho dos elementos tende a zero, o número de nós tende ao infinito e teoricamente obtém-se uma solução mais próxima da solução exata (BATLE, 1996).

Devido a sua grande versatilidade e assertividade o método dos elementos finitos é um método robusto e confiável para a solução de problemas através de modelos matemáticos.

3 METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos deste trabalho se faz necessário modelar uma edificação em concreto armado, encontrar uma solução estrutural adequada e aplicar distintas cargas de vento. Para tal foi utilizado o *software* de elementos finitos SAP2000 v22 (disponibilizada gratuitamente para teste num período de 30 dias) como uma ferramenta para a obtenção dos deslocamentos nodais da estrutura em ambos os casos de carregamento. Visando facilitar a compressão deste trabalho, é apresentado um breve resumo da sequência dos procedimentos executados.

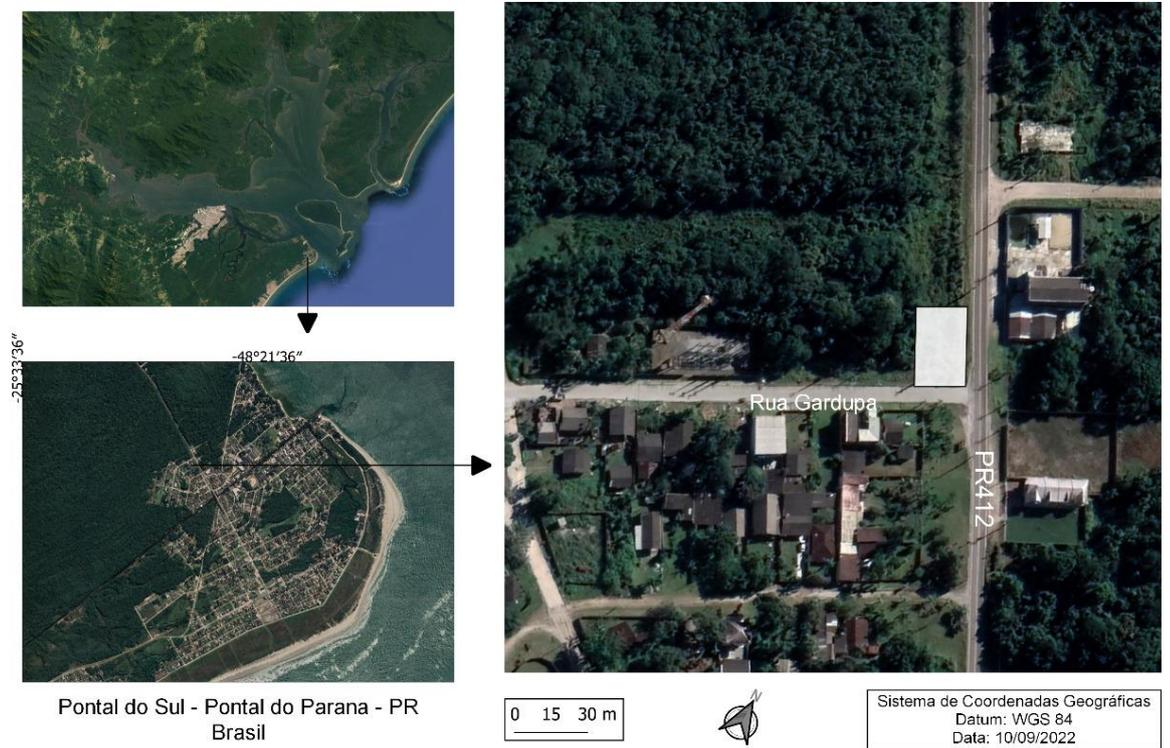
1. Elaboração do projeto arquitetônico da edificação;
2. Concepção estrutural de acordo com a arquitetura proposta;
3. Pré-dimensionamento das seções dos elementos estruturais;
4. Definição das propriedades dos materiais e dos elementos finitos utilizados no modelo;
5. Definição das combinações do carregamento;
6. Cálculo das cargas estáticas equivalentes de vento;
7. Cálculo das cargas dinâmicas de vento;
8. Análise e comparação dos deslocamentos causados no pórtico espacial;
9. Análise e comparação dos momentos causados nos apoios pelas forças de vento.

3.1 LOCALIZAÇÃO

Este trabalho partiu do pressuposto de modelar uma edificação o mais próximo possível de um caso real, que poderia ser construída no município de Pontal do Paraná. Para tal foram respeitadas as diretrizes do plano diretor do município inscrito sobre a lei complementar N°8 de 28 de outubro de 2014, fundamentada nos artigos 30 e 182 da Constituição da República Federativa do Brasil, no Estatuto da Cidade e na Lei Orgânica do Município e o Zoneamento de uso e ocupação do solo do município aprovado pelo Decreto Estadual nº 5980, de 19 de janeiro de 2017, publicado no Diário Oficial nº 9870, de 23 de janeiro de 2017.

De acordo com o Anexo I do Zoneamento, uso e ocupação do solo, tabela de uso e ocupação do solo, a zona urbana com maior permissibilidade de verticalização

FIGURA 17 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

LOCALIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

FONTE: Google Earth (2022) adaptado.

Foi delimitado um lote hipotético medindo 26 metros de frente para a PR - 412, e 20 m de extensão de frente aos fundos para a rua Guardupa, delimitando dessa maneira um retângulo, conforme a FIGURA 18, perfazendo uma área total de 520 metros quadrados.

FIGURA 18 - CROQUI DE IMPLANTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO



FONTE: O autor (2022).

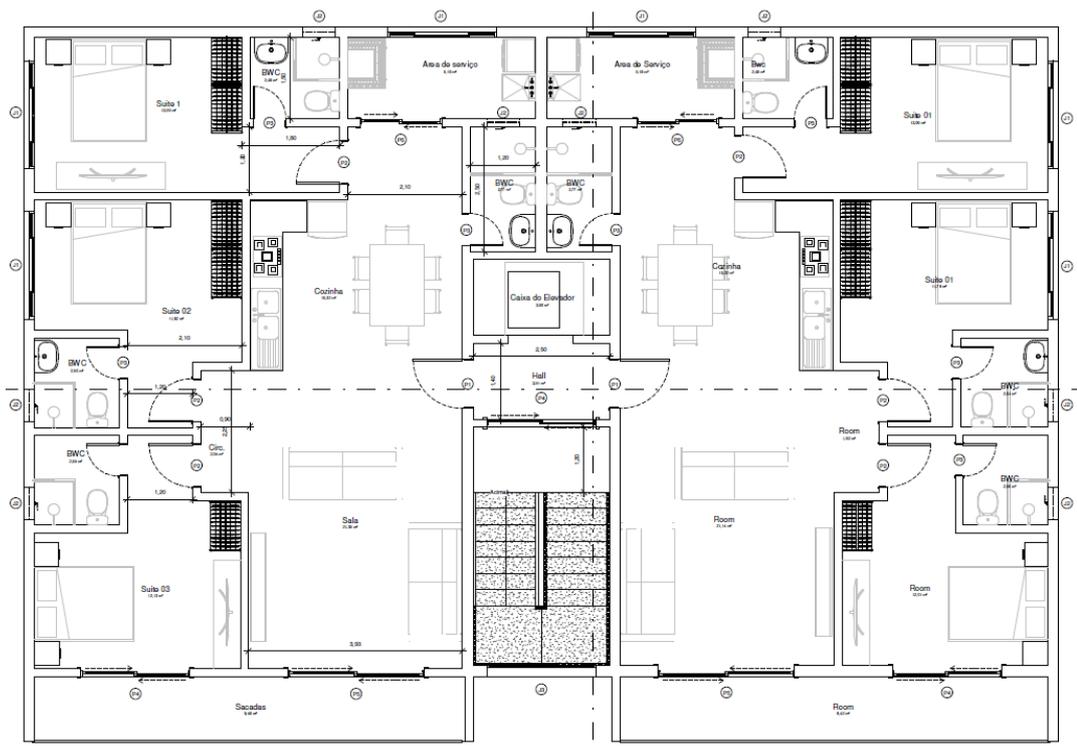
3.2 ARQUITETURA

Para a definição da arquitetura foram levadas em consideração algumas das diretrizes do plano diretor municipal, que constam no Anexo I do mesmo. Foi respeitado o recuo frontal de 5 metros, permitindo o avanço de 1,20 m da sacada e a altura máxima de 36 m.

A edificação proposta é um edifício residencial composto por um pavimento garagem, situado no térreo, medindo 19 m de frente na sua maior face e 13,20 m na menor, perfazendo uma total de 231,83m². O edifício conta com dez pavimentos tipos, conforme FIGURA 19 contendo dois apartamentos espelhados, cada um composto por sala, cozinha, área de serviço, três suítes, e um banheiro social, perfazendo uma área de aproximadamente 115 m², contando também com uma área comum de 19,25m² perfazendo uma área total de 247,50m² por pavimento.

O edifício ainda conta com um pavimento ático com uma área de aproximadamente 35m² onde fica situado o reservatório de água da edificação. Perfazendo uma área total de 2742m². As dimensões de cada ambiente e perspectivas constam no APÊNDICE 01 deste trabalho.

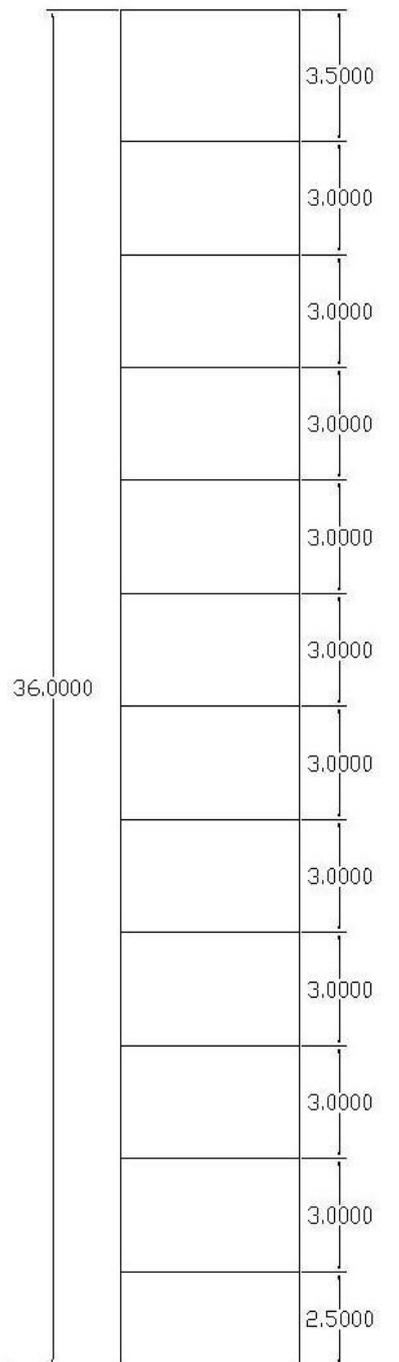
FIGURA 19 - PAVIMENTO TIPO



FONTE: O autor (2022).

O pavimento térreo tem um pé direito de 2,50m, os pavimentos tipos por sua vez tem um pé direito de 3,00m cada, e o pavimento ático um pé direito de 3,50m, totalizando 36m de altura conforme o corte esquemático da FIGURA 20.

FIGURA 20 - CORTE ESQUEMÁTICO



FONTE: O autor (2022).

Para fins Ilustrativos foram geradas algumas imagens de perspectivas em 3D (FIGURAS 21 e 22) do edifício com o auxílio do *software* REVIT na versão estudante.

FIGURA 21 - PERSPECTIVA 3D 1



FONTE: O autor (2022).

FIGURA 22 - PERSPECTIVA 3D 2



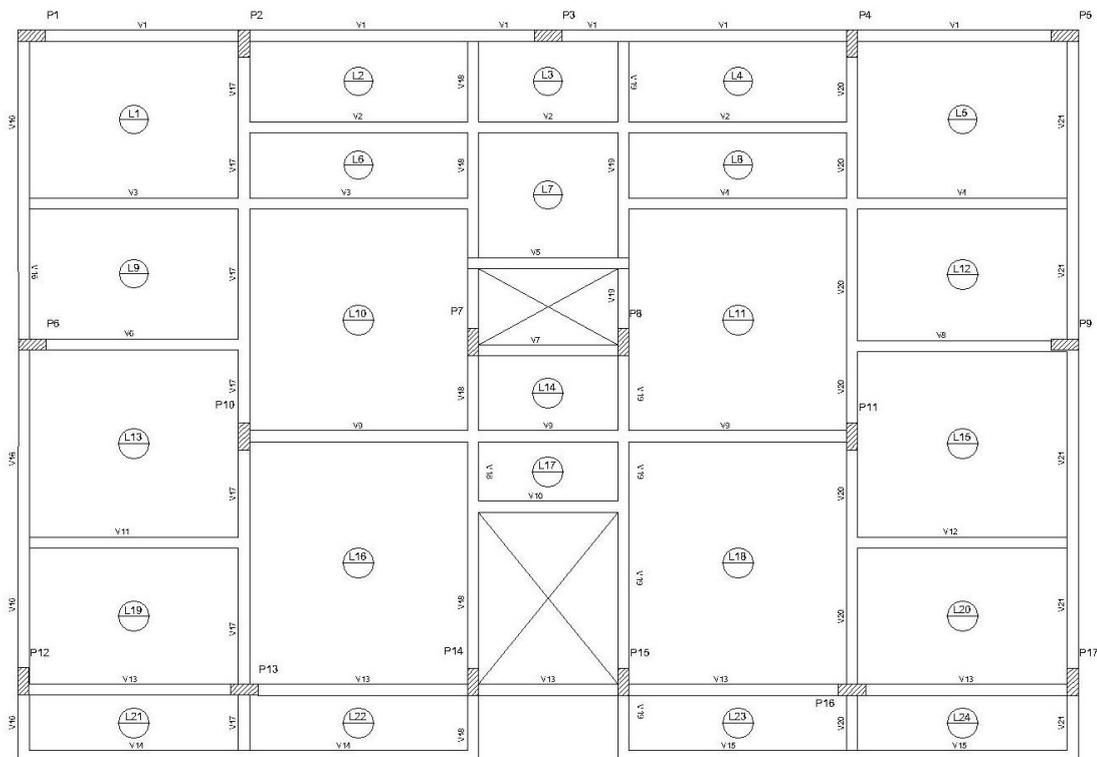
FONTE: O autor (2022).

3.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para a concepção inicial da estrutura foram dispostos 17 pilares, sendo inseridos inicialmente nas extremidades da edificação e depois nas partes comuns, como escadas e fosso do elevador, como recomenda Pinheiro (2007). Os demais foram embutidos nas paredes, buscando-se alinhá-los formando pórticos. As distâncias entre os eixos dos pilares mantiveram limites entre 4 m e 6 m.

Foram dispostas vigas sobre as paredes da edificação buscando formar os pórticos principais que segundo Pinheiro (2007) tem como função resistir às ações do vento e de outras ações que atuam no edifício. Foram lançadas vigas secundárias se apoiando nas principais com o objetivo de limitar os vãos das lajes em no máximo 5m, que segundo Pinheiro (2007) é o vão ótimo para lajes maciças. Foram lançadas as lajes nas áreas delimitadas pelas vigas, respeitando o fosso da escada e do elevador conforme a planta de forma representada na FIGURA 23.

FIGURA 23 - CONCEPÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA



FONTE: O autor (2022).

Com a disposição inicial dos elementos de acordo com a concepção adotada, foram feitos os pré-dimensionamentos dos elementos estruturais a fim de obter a forma da seção dos elementos de concreto armado para que possa ser realizada a modelagem da estrutura no SAP2000.

Foi utilizada a metodologia de Pinheiro (2007), foram considerados para efeitos de simplificação todos os andares como tipo.

3.3.1 Pré-dimensionamento das vigas

Em projetos de concreto armado não é incomum encontrarmos uma padronização na seção dos elementos, principalmente na largura. Neste trabalho foi adotada uma largura padrão de 20 centímetros para as vigas e pilares, tendo em vista que a dimensão mínima para a seção dos pilares estabelecida na NBR 6118 é de 19 cm.

A NBR 6118 define na TABELA 5 - Classe de agressividade ambiental, a classe de agressividade de acordo com a localização do projeto. Para a edificação objetiva do estudo podemos definir a classe de agressividade III (forte), pois se trata de uma zona com forte influência marinha.

TABELA 5 - CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana a,b	Pequeno
III	Forte	Marinha a	Grande
		Industrial a,b	
IV	Muito forte	Industrial a,c	Elevado
		Respingos de maré	

a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviços de apartamentos residenciais ou conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em Indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Sendo estabelecido o cobrimento nominal na TABELA 6 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, de 4 cm podendo ser utilizado o cobrimento de 3 cm para peças internas.

TABELA 6 - COBRIMENTOS EM FUNÇÃO DA CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Tipo de Estrutura	Componentes ou elementos	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo d	30		40	45
Concreto protendido a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

a Cobrimento nominal da bainha, ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências dessa tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando o cobrimento nominal $\geq 1,5$ mm.

c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal $> 4,5$ mm.

FONTE: NBR6118 (2014).

Pinheiro (2007) define como uma estimativa para a altura das vigas (h) a seguinte relação:

Tramos internos ou com mais de dois apoios: $h = \frac{l}{12}$

Tramos extremos ou bi apoiados: $h = \frac{l}{10}$

Tramos em balanço: $h = \frac{l}{5}$

Onde (h) é a altura necessária da viga para vencer o vão (l).

Foram calculados separadamente os trechos em balanço e os trechos contínuos das vigas V16, V17, V18, V19, V20 e V21, divididas a fim de identificar o pior caso e adotar a solução que o atenderia. Na TABELA 7 estão expressos os valores de pré-dimensionamento das vigas dos pavimentos tipo.

TABELA 7 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Viga	Tipo	Coef. Em função do tipo de apoio	l (cm)	h
V1	Continua	12	415,9	34,66
V2	Continua	12	415,9	34,66
V3	Continua	12	415,4	34,62
V4	Continua	12	416,9	34,74
V5	Continua	12	273,3	22,78
V6	Bi apoiada	10	400,1	40,01
V7	Bi apoiada	10	273,3	27,33
V8	Bi apoiada	10	400,5	40,05
V9	Continua	12	415,7	34,64
V10	Bi apoiada	10	273,3	27,33
V11	Bi apoiada	10	400,3	40,03
V12	Bi apoiada	10	400,5	40,05
V13	Continua	12	413,7	34,48
V14	Continua	12	415,4	34,62
V15	Continua	12	417,7	34,81
V16	Continua	12	545,1	45,43
V16b	Balanço	10	120	12,00
V17	Continua	12	545,1	45,43
V17b	Balanço	5	120	24,00
V18	Continua	12	545,1	45,43
V18b	Balanço	5	120	24,00
V19	Continua	12	545,1	45,43
V19b	Balanço	5	120	24,00
V20	Continua	12	545,1	45,43
V20b	Balanço	5	120	24,00
V21	Continua	12	545,1	45,43
V21b	Balanço	5	120	24,00

FONTE: O autor (2022).

As ações de carregamentos verticais não serão as únicas que irão atuar sobre as vigas, como citado por Pinheiro (2007), elas também farão o efeito de pórtico resistindo a esforços horizontais causados pelo vento e outras solicitações comuns ao edifício.

Buscando padronizar as alturas das vigas, pois segundo Pinheiro (2007), não é recomendável a utilização de várias alturas diferentes para as vigas no projeto, pois dificulta a execução será adotada uma altura (h) padrão de 50cm, sendo assim será utilizada uma seção padrão de 20 x 50 em todas as vigas.

3.3.2 PRÉ DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Para obter a espessura das lajes Pinheiro (2007) propôs a seguinte expressão:

$$h = d + \frac{\Phi}{2} + \Delta c \quad (32)$$

Onde:

h = espessura da laje;

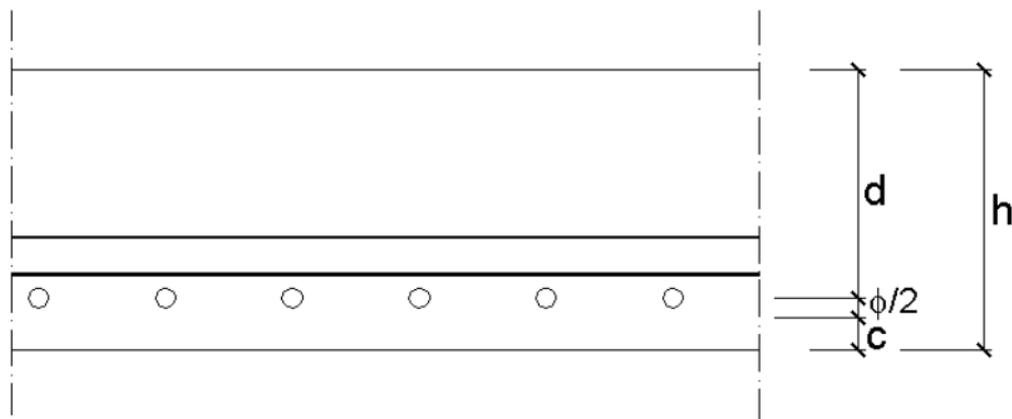
d = altura útil;

Φ = diâmetro da armadura;

Δc = cobrimento nominal.

A FIGURA 24 ilustra a seção transversal de uma laje e os elementos constituintes da equação (32).

FIGURA 24 - SEÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE



FONTE: Pinheiro (2007).

Podemos obter ainda a altura útil da laje pela seguinte expressão:

$$d = (2,5 - 0,1 nb)l^* \quad (33)$$

Onde:

nb = o número de bordas engastadas

$l^* < \begin{cases} l_x \\ 0,7 l_y \end{cases}$ Sendo l_x o menor vão da laje

Para a classe de agressividade ambiental III é necessário um cobrimento (Δc) de 3,5 cm estabelecido pela TABELA 6. Para o diâmetro da armadura foi estabelecido para fins de pré-dimensionamento o uso de barras de aço CA 50 de 6,3mm. Desta maneira foram obtidos os seguintes valores para a altura das lajes expressos na TABELA 8.

TABELA 8 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Laje	nb	lx	ly	0,7 ly	l*	d	Δc	$\Phi/2$	h
L1	2	286,8	380,3	266,2	266,2	6,1	3,5	0,3	9,9
L2	3	147,3	395,4	276,8	147,3	3,2	3,5	0,3	7,1
L3	3	147,3	253,2	177,2	147,3	3,2	3,5	0,3	7,1
L4	3	147,3	395,9	277,1	147,3	3,2	3,5	0,3	7,1
L5	2	286,8	380,5	266,4	266,4	6,1	3,5	0,3	9,9
L6	4	119,5	395,4	276,8	119,5	2,5	3,5	0,3	6,3
L7	3	228,5	253,2	177,2	177,2	3,9	3,5	0,3	7,7
L8	4	119,5	395,9	277,1	119,5	2,5	3,5	0,3	6,3
L9	3	238,2	380,1	266,1	238,2	5,2	3,5	0,3	9,1
L10	4	395,4	405,7	284,0	284,0	6,0	3,5	0,3	9,8
L11	4	395,4	405,7	284,0	284,0	6,0	3,5	0,3	9,8
L12	3	240,7	380,5	266,4	240,7	5,3	3,5	0,3	9,1
L13	3	342,4	380,1	266,1	266,1	5,9	3,5	0,3	9,7
L14	3	136,8	253,4	177,4	136,8	3,0	3,5	0,3	6,8
L15	3	339,3	380,5	266,4	266,4	5,9	3,5	0,3	9,7
L16	4	395,4	443,9	310,7	310,7	6,5	3,5	0,3	10,3
L17	3	108,9	253,4	177,4	108,9	2,4	3,5	0,3	6,2
L18	4	395,7	444,0	310,8	310,8	6,5	3,5	0,3	10,3
L19	3	248,8	380,3	266,2	248,8	5,5	3,5	0,3	9,3
L20	3	249,8	380,5	266,4	249,8	5,5	3,5	0,3	9,3
L21	2	101,6	380,3	266,2	101,6	2,3	3,5	0,3	6,2
L22	2	101,6	395,4	276,8	101,6	2,3	3,5	0,3	6,2
L23	2	101,6	395,7	277,0	101,6	2,3	3,5	0,3	6,2
L24	2	101,6	380,5	266,4	101,6	2,3	3,5	0,3	6,2

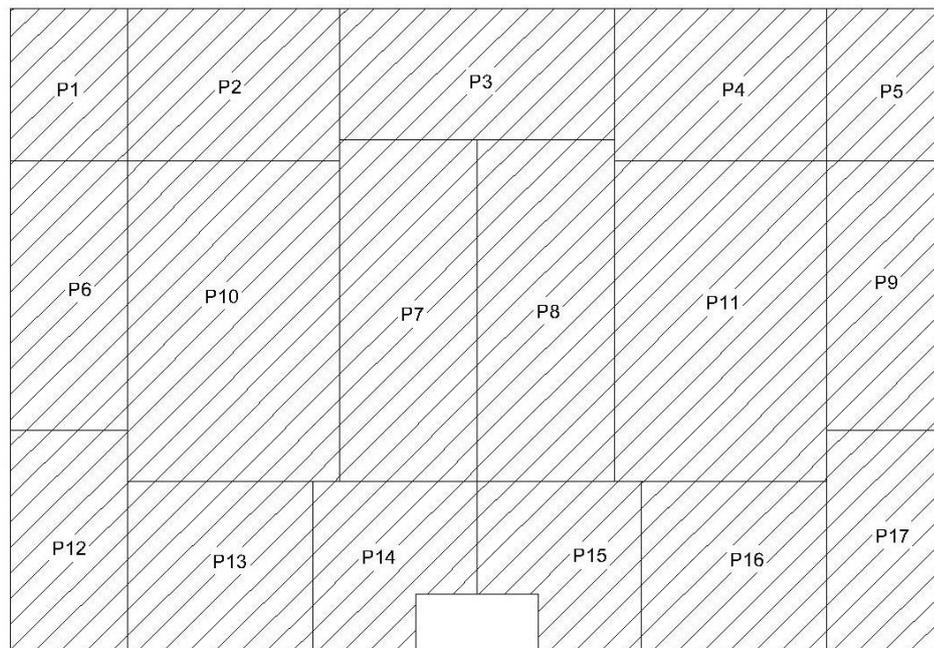
FONTE: O autor (2022).

Para as lajes, assim como para as vigas, foi padronizada uma seção. Em projetos reais, essa prática é usual, pois facilita muito a execução. Assim como as vigas as lajes também serão solicitadas como diafragma rígido contribuindo para a rigidez da estrutura e atuando no contraventamento, somado a isso, a bitola da armadura também pode variar. Levando em consideração estes fatores e espessura a adotada, (h), foi de 12 cm para todas as lajes.

3.3.3 Pré-dimensionamento dos pilares

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado através das áreas de influência. Segundo Pinheiro (2007), o processo consiste na divisão da área total em áreas relativa a cada pilar, delimitadas pelo ponto médio entre os eixos de cada pilar. Dessa maneira é delimitada a área a qual causa influência no carregamento de cada pilar. A edificação foi dividida de acordo com a FIGURA 25.

FIGURA 25 - ÁREAS DE INFLUÊNCIA



São estabelecidos os coeficientes de majoração normal de cada pilar, (α), em função da sua posição na edificação, levando em consideração a excentricidade da carga recebida.

O coeficiente α assume os seguintes valores:

$\alpha = 1,3$: Pilares internos;

$\alpha = 1,5$: Pilares das extremidades;

$\alpha = 1,8$: Pilares de canto.

Os balanços da edificação são somados à área de influência da laje adjacente, o pilar em questão é considerado como pilar de borda. Dessa maneira obtivemos a relação expressa na TABELA 9.

TABELA 9 - ÁREAS DE INFLUÊNCIA E COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DOS PILARES

Pilar	Área de Influência (m ²)	α
P1	7,63	1,8
P2	13,87	1,5
P3	15,43	1,5
P4	13,87	1,5
P5	7,63	1,8
P6	13,46	1,5
P7	20,44	1,3
P8	20,44	1,3
P9	13,46	1,5
P10	29,11	1,3
P11	29,11	1,3
P12	11,13	1,8
P13	13,59	1,5
P14	10,50	1,8
P15	10,50	1,8
P16	13,59	1,5
P17	11,13	1,8

FONTE: O autor (2022).

Para a definição da área da seção transversal (A_c) dos pilares é considerando apenas a compressão simples com a carga majorada através do coeficiente (α), Pinheiro (2007) faz o uso da seguinte expressão:

$$A_c = \frac{30\alpha A_i (n+0,7)}{f_{ck}+0,01(69,2-f_{ck})} \quad (33)$$

Onde:

A_i : Área de Influência do Pilar;

n : número de pavimentos;

O valor da resistência característica do concreto (f_{ck}) deve ser expresso em kN/cm^2 . De acordo com a TABELA 10 – Correspondência entre a agressividade e a qualidade do concreto determinada pela NBR 6118. Para concreto armado e classe agressividade III, é necessária a utilização de concreto, no mínimo, da classe C30, sendo assim o f_{ck} definido em 30 MPa para todos os elementos estruturais dessa edificação.

TABELA 10 - CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE E A QUALIDADE DO CONCRETO

Concreto a	Tipo b,c	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento	CA	0,65	0,6	0,55	0,45
em massa	CP	0,6	0,55	0,5	0,45
Classe do Concreto	CA	C20	C25	C30	C40
(ABNT NBR 8953)	CP	C25	C30	C35	C40
a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655. b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

FONTE: NBR6118 (2014).

É estimado por Pinheiro (2007), que a carga do pavimento ático seja em torno de 70% da carga do pavimento tipo, pois nela devemos considerar a existência de reservatórios e casas de máquinas.

Foi admitida também uma largura, (b), padrão de 20 cm para os pilares como já mencionado, coincidindo com a das vigas, evitando assim que o excedente dos pilares cause punção nas lajes. Desta forma, podemos encontrar a maior dimensão dos pilares, (h), dividindo a área da seção transversal pela largura. Os resultados foram expressos na TABELA 11.

TABELA 11 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Pilar	Ac	b	h
P1	1203,88	20	60,19
P2	1823,70	20	91,19
P3	2028,82	20	101,44
P4	1823,70	20	91,19
P5	1203,88	20	60,19
P6	1769,80	20	88,49
P7	2329,22	20	116,46
P8	2329,22	20	116,46
P9	1769,80	20	88,49
P10	3317,20	20	165,86
P11	3317,20	20	165,86
P12	1756,12	20	87,81
P13	1786,89	20	89,34
P14	1656,72	20	82,84
P15	1656,72	20	82,84
P16	1786,89	20	89,34
P17	1756,12	20	87,81

FONTE: O autor (2022).

Para facilitar o dimensionamento da edificação a maior dimensão dos pilares (*h*) foi padronizada de maneira que foram adotadas apenas cinco dimensões para as seções transversais expressas na TABELA 12:

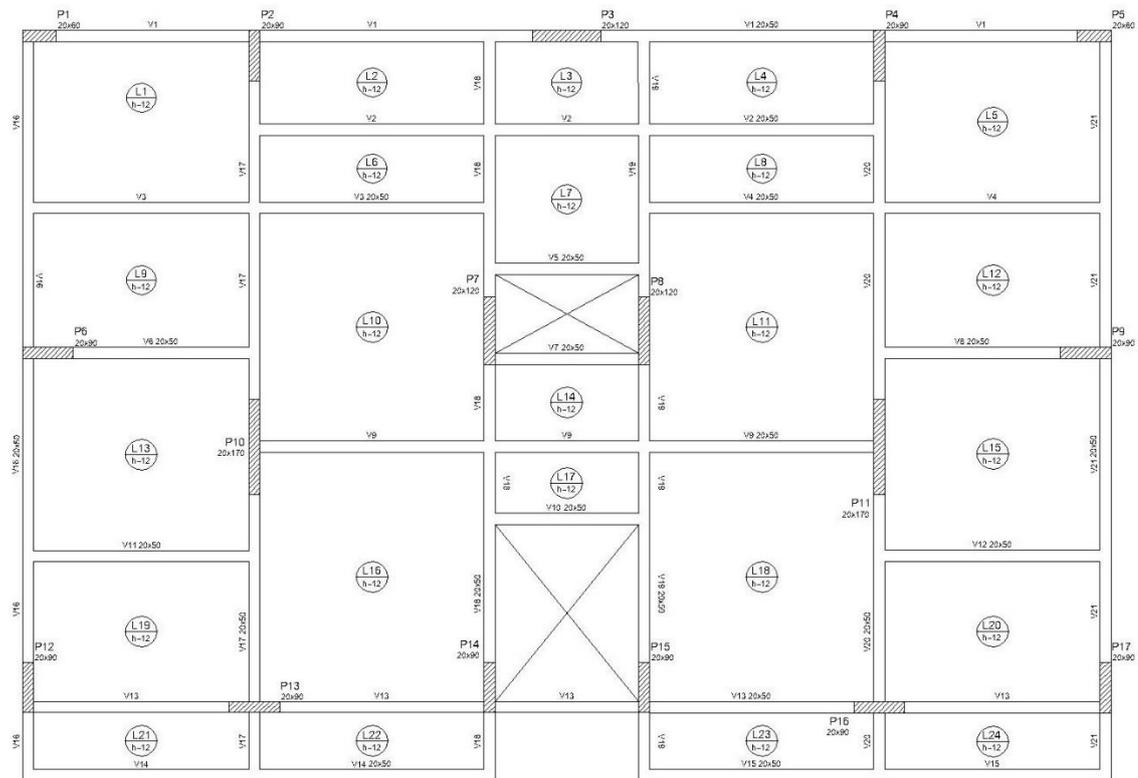
TABELA 12 - DIMENSÃO DAS SEÇÕES TRANVERSAIS DOS PILARES

Pilar	Seção(cm)
P1 = P5	20 x 60
P3 = P7 = P8	20 x 150
P2 = P4 = P9 = P2 = P13 = P14 = P15 = P16 = P17	20 x 90
P7=P8	20 x 120
P10 = P11	20 x 170

FONTE: O autor (2022).

Seguindo os pré-dimensionamentos descritos acima, obtém-se a planta de forma do pavimento tipo conforme a ilustrada na FIGURA 26. Também consta no APÊNDICE 2 deste trabalho a planta de forma da edificação.

FIGURA 26 - PLANTA DE FORMA



FONTE: O autor (2022).

3.4 MODELO NUMÉRICO

3.4.1 Propriedades dos materiais

Definidas dimensões dos elementos estruturais, para a modelagem da estrutura no *software* de elementos finitos SAP2000, ainda são necessárias as informações das propriedades dos materiais que constituirão nossa estrutura.

Todos os componentes da estrutura serão de concreto armado. As paredes e demais vedações não terão função estrutural, sendo desprezadas para fins de análise neste trabalho.

A NBR 6118 define as propriedades dos materiais na seção 8. Sendo definido o módulo de elasticidade de acordo com os ensaios específicos, e na falta destes o módulo de elasticidade inicial (E) pode ser estimado através da equação 34:

$$E = \alpha E 5600 \sqrt{fck} \quad (34)$$

Sendo $\alpha E = 1,0$ para agrados utilizados no concreto que possuem, na maior parte da sua composição, granitos e gnaisse.

$$E = 1,0 5600 \sqrt{30}$$

$$E \sim 31GPa$$

A NBR 6118 estabelece a massa específica (ρ) do concreto, para fins de cálculo, como 2400 kg/m^3 para concreto simples e 2500 kg/m^3 para concreto armado. O coeficiente de Poisson (ν) é estabelecido com $0,2$ e o módulo de elasticidade transversal (G) como $E/2,4$. A retração do concreto é definida na norma como $10^{-5}/^\circ\text{C}$. Na FIGURA 27 é possível observar os dados de entrada no software.

FIGURA 27 - DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C30

Material Type: Concrete

Material Grade: C30

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25,

Mass per Unit Volume: 2,5493

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 31000000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 12916667,

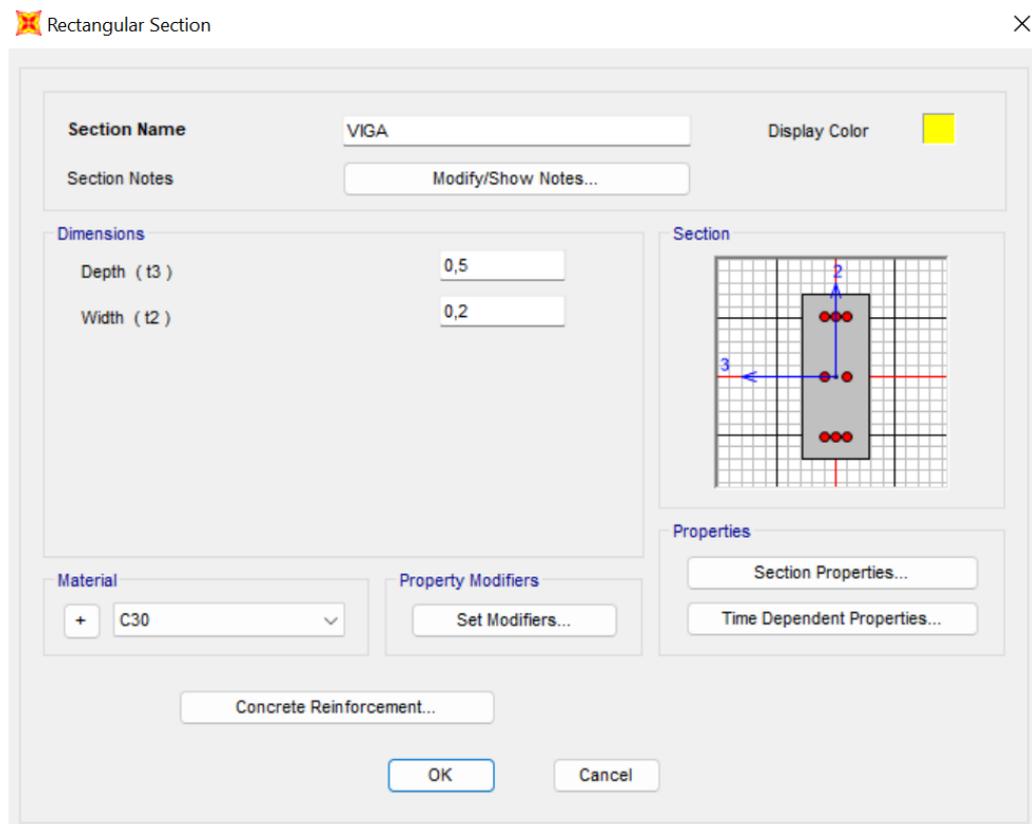
FONTE: O autor (2022).

3.4.2 Definição das seções e dos elementos finitos

Dentro do *software* SAP 2000 encontram-se diversos elementos estruturais como *frames*, *shells*, *assolid* e *solid*.

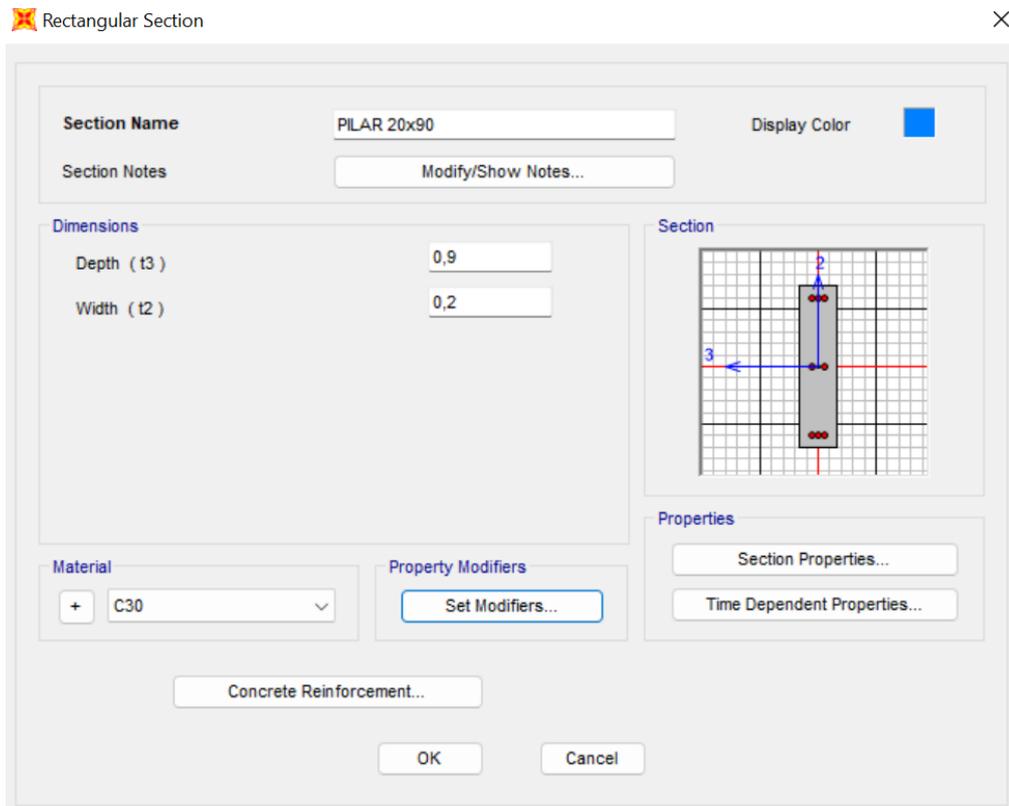
Neste trabalho foi utilizado o elemento tipo *frame* para representar as barras de colunas e vigas conforme FIGURAS 28 e 29. Este elemento é comumente utilizado para tal, bem como para modelar estruturas treliçadas, planas ou em três dimensões. Este tipo de elemento usa, em geral, uma formulação tridimensional de vigas e colunas, a qual inclui os efeitos de flexão biaxial causados pelas cortantes nos eixos locais de sua seção (BATHE e WILSON, 1976). O elemento é determinado por uma linha conectada a dois nós em suas extremidades, podendo assumir formato prismático ou não prismático. Cada elemento contém seu próprio sistema local de coordenadas para ser usado nas definições de propriedades da seção e na interpretação dos resultados.

FIGURA 28 - DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES DAS VIGAS



FONTE: O autor (2022).

FIGURA 29 - DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DE UM PILAR TOMADA COMO EXEMPLO



FONTE: O autor (2022).

Para a modelagem das lajes, conforme ilustrado na FIGURA 30 foram utilizados elementos do tipo *Shell thin* conforme FIGURA 30. Este elemento é usado para modelar estruturas planas ou tridimensionais com comportamento de casca, membrana ou placa. O elemento *Shell* é montado a partir de três nós, que combinam o comportamento de flexão da placa. É utilizada uma formulação isoparamétrica que inclui componentes no plano de rigidez de translação e um componente rotacional de rigidez na direção normal ao plano do elemento (TAYLOR e SIMO, 1985; IBRAHIMOBEGOVIC A, TAYLOR RL, WILSON, 1991). Tensões, momentos e forças internas, no sistema local de coordenadas do elemento, são estimadas pela integração de Gauss e extrapolados pelos nós dos elementos. Assim como os elementos do tipo *frame*, os elementos do tipo *shell* possuem um sistema de coordenadas locais atrelados a si.

Os elementos *shell thin* respeitam a teoria das placas finas onde as deformações e tensões na direção da espessura podem ser desprezadas.

O elemento ainda pode ser tratado com *shell thick* (paredes grossas), dessa maneira considerando a deformação e as tensões na direção da sua espessura. Os

elementos *shell* têm sua aplicação em geral em modelos de cascas tridimensionais como reservatórios e cápsulas, estruturas de placas, tais como laje e piso e estruturas de membrana.

FIGURA 30 - DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DAS LAJES

Shell Section Data

Section Name LAJE h=12 Display Color ■

Section Notes Modify/Show...

Type

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Thickness

Membrane 0,12

Bending 0,12

Material

Material Name + C30

Material Angle 0,

Time Dependent Properties

Set Time Dependent Properties...

Concrete Shell Section Design Parameters

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers

Set Modifiers...

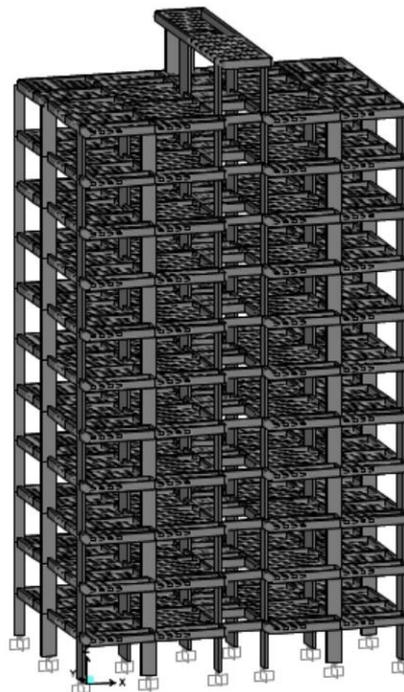
Temp Dependent Properties

Thermal Properties...

OK Cancel

FONTE: O autor (2022).

FIGURA 31 - PERSPECTIVA 3D DO MODELO ESTRUTURAL



FONTE: O autor (2022).

3.4.3 Carregamentos e combinações

O objetivo deste trabalho é comparar as respostas da estrutura frente a carregamentos distintos de vento (método das cargas estáticas e método dinâmico simplificado). Para tal é necessário gerar as combinações de carga segundo a NBR 8681. Para cada um dos métodos serão geradas duas combinações: de vento a 0°, incidindo na maior face horizontal da edificação e de vento a 90°, incidindo na menor face horizontal da edificação.

Será analisado apenas o estado limite último, levando em consideração o peso próprio dos elementos estruturais e o vento que incide na edificação. Tal análise se mostra a favor da segurança, uma vez que os elementos de carga permanente, como paredes e revestimentos, e acidentais contribuiriam para a estabilidade global da edificação.

A NBR 8681 define como ações permanentes as ações diretas (g), as ações que atuam sobre a estrutura ao longo de sua vida útil, como é o caso do peso próprio. São definidas como ações variáveis (q), aquelas que variam ao longo da vida útil da estrutura, como é o caso do vento. Em cada combinação, uma das ações variáveis deve ser considerada como principal e majorada pelo o coeficiente (γ) e as secundárias reduzida pelo fator redutor (ψ_0). A ação permanente deve ser considerada e majorada em todos os casos de acordo com a equação 1.

$$Fd = \sum_{i=1}^n \gamma g_i \cdot F_{gik} + \gamma q_i + F_{qik} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot \gamma q_j \cdot F_{qjk} \quad (1)$$

Para o caso de estudo deste trabalho devemos desconsiderar as ações variáveis secundárias uma vez que não há nenhuma. Assim podemos reescrever a equação 1.

$$Fd = \gamma g_i \cdot F_{gik} + \gamma q_i \quad (35)$$

Sendo estabelecido pela NBR 8681 para a combinação última normal um $\gamma g = 1,4$ nas ações permanentes para elementos construtivos industrializados com

adições in loco e $\gamma = 1,4$ para o vento como ação variável principal com efeito desfavorável. Assim obtemos a seguinte expressão:

$$Fd = 1,4 g + 1,4q$$

Onde:

g : Peso próprio;

q : Carga de vento;

Resultam as combinações descritas abaixo:

Para o método das cargas estáticas equivalentes:

- $1,4 g + 1,4$ Vento estático 0°
- $1,4 g + 1,4$ Vento estático 90°

Para o método dinâmico simplificado:

- $1,4 g + 1,4$ Vento 16Dinâmico 0°
- $1,4 g + 1,4$ Vento 16Dinâmico 90°

4 RESULTADOS

4.1 Cargas de Vento

Para a definição das cargas de vento, tanto utilizando o modelo estático equivalente quanto o modelo dinâmico simplificado são necessárias algumas considerações iniciais.

A velocidade básica do vento (V_0) pode ser definida através das isopletras de vento da NBR 6123 (FIGURA 2). Pontal do Paraná fica situada entre a isopletra de 40 m/s e a isopletra de 45 m/s, sendo adotado o pior caso, estabelecendo assim $V_0=45\text{m/s}$.

O fator topográfico (S_1), pode ser adotado como 1,0. Pois se trata de uma planície litorânea, com terreno predominantemente plano e fracamente acidentado.

Para o fator S_2 , onde são levados em conta a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e altura sobre o terreno, podemos assumir que o terreno pode ser melhor descrito pela categoria II, que, de acordo com a NBR 6123, se tratam de Terrenos abertos em nível, ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas; a cota média do topo dos obstáculos é considerada 1m. Essa consideração é válida, pois no momento a área onde a edificação se estabelecerá não conta com a presença de uma forte urbanização. Ainda quanto às dimensões da edificação, podemos classificá-la na classe B, pois segundo a NBR 6123 a classe B contempla edificações com altura ou qualquer dimensão horizontal entre 20 e 50 metros e duração da rajada de vento em 5s.

A NBR fornece os valores de S_2 para fim de cálculo variando conforme a altura, a categoria e classe da edificação, como expressos na TABELA 13.

TABELA 13 - FATOR S2 EM FUNÇÃO DA CATEGORIA DO TERRENO DA CLASSE DA EDIFICAÇÃO E DA ALTURA

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

FONTE: NBR6123 (1988).

Quanto ao fator estatístico (S_3), com base na (Tabela 2.2) $S_3 = 1,0$. Trata-se de uma edificação residencial com alto fator de ocupação.

Ainda se faz necessária a definição dos coeficientes de arrasto (CA's) da edificação. Os CA's são aplicáveis a corpos de seções constantes ou fracamente variável, como é o caso da edificação que é o objeto de estudo deste trabalho. A NBR 6123 estabelece para o cálculo dos coeficientes de arrasto, uma relação entre as dimensões horizontais (L_1 e L_2) e verticais (h) da edificação, levando em consideração o número de Reynolds do escoamento ao no seu entorno, com modelos de alta e baixa turbulência. A norma ainda ressalta que uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede em duas vezes a altura média das edificações vizinhas e estende-se na direção do

vento por uma distância mínima de 500m para uma edificação de até 40m. Atualmente a edificação excederia com folga o dobro da altura das edificações vizinhas, portanto sendo considerado o vento de baixa turbulência. Para um cenário futuro, as edificações ficarão com à altura máxima limitada a mesma da edificação, exceto por eventuais mudanças futuras na lei municipal de uso e ocupação do solo.

Foram utilizados os ábacos ilustrados nas FIGURAS 32 e 33 para a definição dos CA'S da edificação a 0° e 90° respectivamente.

O vento incidindo na maior face da edificação (Vento 0°) temos as seguintes dimensões:

$$L1= 19,00 \text{ m}$$

$$L2= 13,20 \text{ m}$$

$$h= 36,00 \text{ m}$$

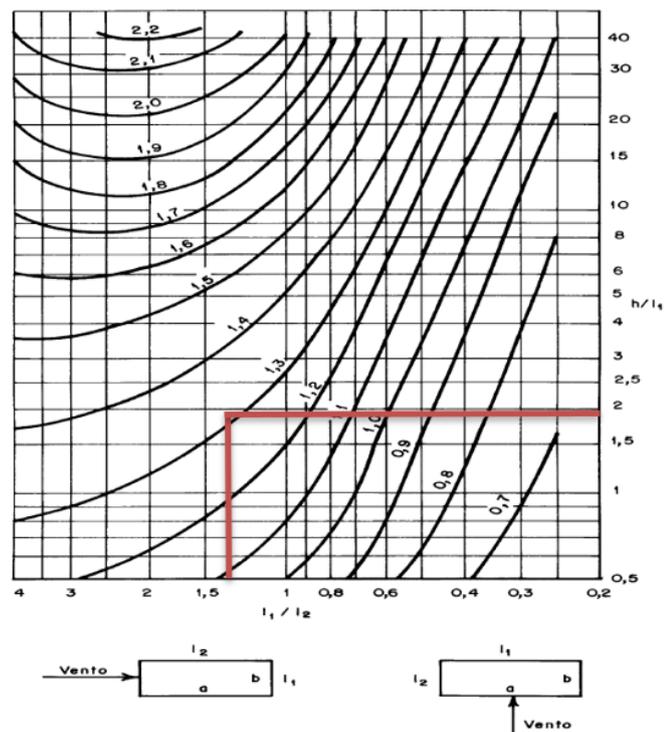
Para a entrada no Ábaco:

$$L1/L2 = 1,39$$

$$h/L1= 1,90$$

Obtendo assim um coeficiente de arrasto de 1,32.

FIGURA 32 - ÁBACO PARA OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE ARRASTO PARA VENTO DE BAIXA TURBULENCIA A 0°



FONTE: NBR6123 (1988) adaptado.

Para o vento incidindo na menor face da edificação (Vento 90°) temos as seguintes dimensões:

$$L1= 13,20 \text{ m}$$

$$L2= 19,00 \text{ m}$$

$$h= 36,00 \text{ m}$$

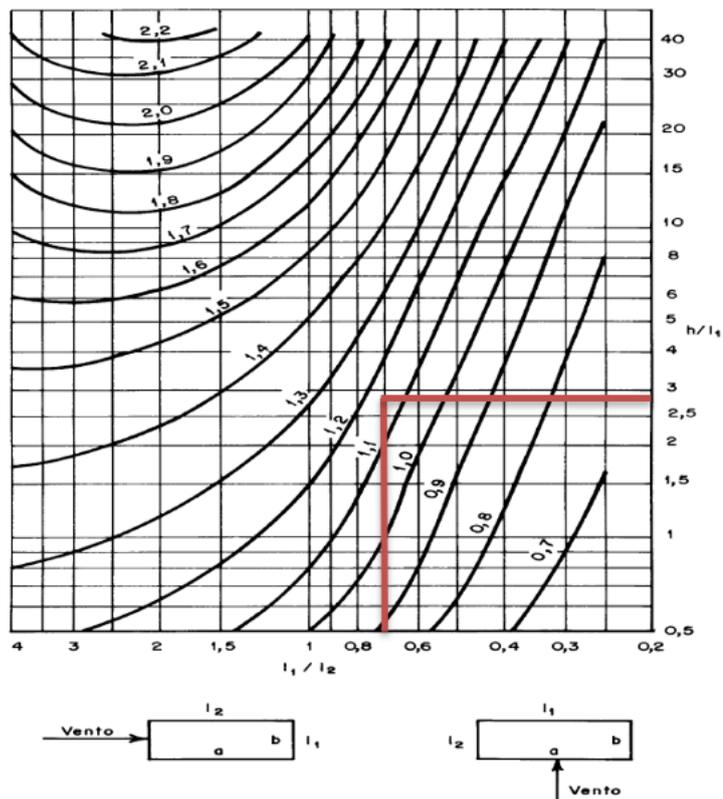
Para a entrada no Ábaco:

$$L1/L2 = 0,69$$

$$h/L1= 2,70$$

Obtendo assim um coeficiente de arrasto de 1,14.

FIGURA 33 - ÁBACO PARA OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE ARRASTO PARA VENTO DE BAIXA TURBULENCIA A 90°



FONTE: NBR6123 (1988) adaptado.

4.1.1 Carregamento estático equivalente

Para a definição das forças equivalentes à força do vento na edificação é necessária uma correção na velocidade básica do vento (V_0). Para tal é utilizada a velocidade característica (V_k), descrita na equação 4.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (4)$$

Através dos coeficientes citados acima a velocidade característica pode ser estimada em função da altura (h) (TABELA 14):

TABELA 14 - VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO NA EDIFICAÇÃO DE ESTUDO

z(m)	V_k (m/s)
5	41,40
10	44,10
15	45,90
20	46,80
30	48,60
40	49,95

FONTE: O autor (2022).

Através da velocidade característica (V_k) é possível calcular o coeficiente de pressão do vento (q) através da equação 6:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (6)$$

Calculados os coeficientes de pressão, é possível através da equação 8 encontrar a força global que atua na direção da velocidade média do vento, a força de arrasto (F_a).

$$F_a = C_a q A_e \quad (N) \quad (7)$$

Neste trabalho, as forças de arrasto foram calculadas em função da altura de cada pavimento, resultando em uma força distribuída nas barras longitudinais

(vigas), em função da área de cada pavimento, conforme as FIGURAS 34 e 35, e não em uma força concentrada como sugere a NBR 6123. A adaptação da Equação 8 é expressa pela Equação 36:

$$F_a = C_a q h_e \quad (N/m) \quad (36)$$

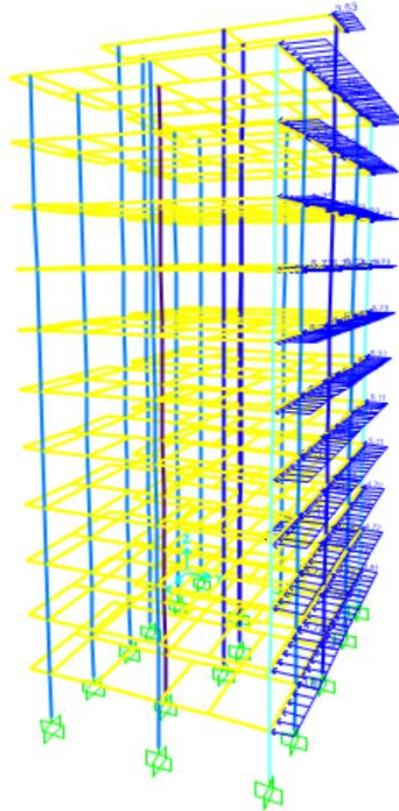
Dessa maneira foram obtidos os seguintes valores para as forças distribuídas do carregamento estático equivalente de vento (TABELAS 15 e 16):

TABELA 15 - FORÇAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO

h (m)	q (N)	Ca (0°)	F (kN/m)
0,0	1050,66	1,32	1,73
2,50	1050,66		3,81
5,50	1192,17		4,72
8,50	1192,17		4,72
11,50	1291,47		5,11
14,50	1291,47		5,11
17,50	1342,62		5,32
20,50	1447,88		5,73
23,50	1447,88		5,73
26,50	1447,88		5,73
29,50	1447,88		5,73
32,50	1529,44		6,56
36,00	1529,44		3,53

FONTE: O autor (2022).

FIGURA 34 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO



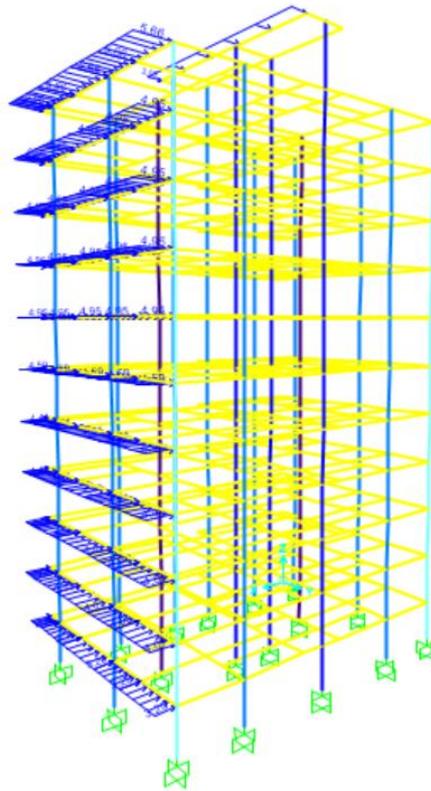
FONTE: O autor (2022).

TABELA 16 - FORÇAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MENOR FACE DA EDIFICAÇÃO

h (m)	q (N)	Ca (0°)	F (kN/m)
0,0	1050,66	1,14	1,80
2,50	1050,66		3,29
5,50	1192,17		4,08
8,50	1192,17		4,08
11,50	1291,47		4,42
14,50	1291,47		4,42
17,50	1342,62		4,59
20,50	1447,88		4,95
23,50	1447,88		4,95
26,50	1447,88		4,95
29,50	1447,88		4,95
32,50	1529,44		5,67
36,00	1529,44		3,05

FONTE: O autor (2022).

FIGURA 35 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MENOR FACE DA EDIFICAÇÃO



FONTE: O autor (2022).

4.1.2 Carregamento dinâmico simplificado

Para as cargas dinâmicas de vento, a NBR 6123 apresenta dois modelos de cálculo: o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto. A norma estabelece que, para edificações de seção constantes, ou fracamente variáveis e distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa, com altura máxima de até 150m, que é o caso da edificação de estudo deste trabalho, pode-se adotar o modelo contínuo simplificado. Neste modelo é considerada unicamente a contribuição do modo fundamental.

Para a determinação dos esforços devidos às forças dinâmicas é necessário determinar a velocidade de projeto, (\bar{V}_p) , correspondente à velocidade média do vento sobre 10 minutos a uma altura de 10m do solo em um terreno de categoria II. Essa velocidade pode ser obtida através da Equação 9 através da velocidade básica (V_0) conforme as isopletras de vento.

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (\text{m/s}) \quad (9)$$

$$\bar{V}_p = 31,05 \text{ m/s}$$

Através da velocidade de projeto pode-se determinar o coeficiente de pressão dinâmico para o método dinâmico contínuo simplificado através da equação 11.

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (11)$$

$$\bar{q}_0 = 590,99 \text{ N/m}^2$$

É necessário determinar a frequência e o período fundamental da estrutura; para isso a NBR 6123 fornece equações aproximadas que permitem o cálculo destes para edificações usuais. Estas, juntamente com a razão de amortecimento crítico (ζ) e o coeficiente modal (γ), podem ser encontrados na TABELA 3.

De acordo com a TABELA 3 nossa edificação se enquadra na primeira categoria: Edifícios com estruturas aperticadas de concreto sem cortinas. Desta maneira os coeficientes (ζ) e (γ) assumem respectivamente os valores de 0,020 e 1,2. A frequência fundamental (f) pode ser dada pelo inverso do período fundamental (T) que pode ser expresso de acordo com a Equação 38 fornecida na TABELA 3.

$$T = 0,05h + 0,015h \quad (39)$$

$$T = 2,34 \text{ s}$$

$$f = 0,42 \text{ Hz}$$

Calculando também as frequências naturais e períodos da estrutura através do SAP2000, utilizando os cinco primeiros modos de vibração da estrutura, os quais podemos observar na TABELA 17.

TABELA 17 - FREQUÊNCIAS OBTIDAS ATRAVÉS DO SAP2000

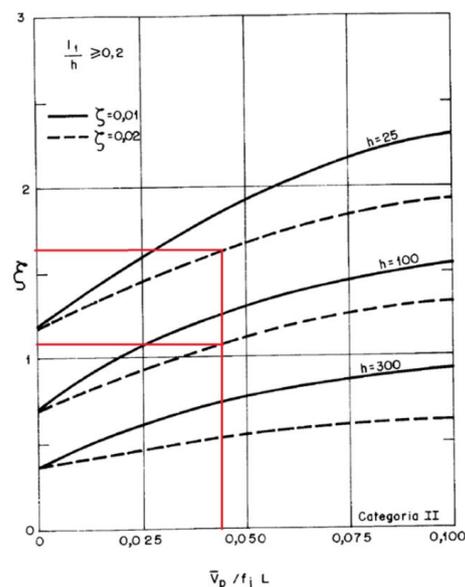
Modo	T (s)	f (Hz)
1	1,40	0,71
2	1,33	0,75
3	1,23	0,80
4	2,26	0,44
5	2,57	0,38

FONTE: O autor (2022).

Os modos 1 e 2, de acordo com o modelo estrutural, representam a maior participação modal nas direções globais x e y respectivamente. Já os modos 4 e 5 que, apresenta valores mais próximos ao obtido pelo calculo realizado de acordo com a NBR 6123, representam uma parcela inferior nas mesmas direções antes citadas e a principal parcela na direção global z .

Ainda devem ser definidos o coeficiente (p) e (b) de acordo com a categoria do terreno, tais coeficientes estão disponíveis na TABELA 4 assumindo para categoria II valores de 0,15 e 1,0. O coeficiente de amplificação dinâmica (ξ) é uma função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico (ζ) e da frequência fundamental da estrutura. Ele pode ser determinado de acordo com o ábaco da FIGURA 36, de acordo com a categoria do terreno.

FIGURA 36 - ÁBACO PARA A DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA



FONTE: NBR6123 (1988) adaptado.

Para a determinação do ábaco, além dos dados de entrada é necessário que a relação ($L1/h$) seja atendida, no caso da edificação de estudo deste trabalho ambas as faces da edificação possuem a relação $L1/h > 0,2$, o que acarreta num mesmo coeficiente de amplificação dinâmica para ambas as direções. A norma estabelece (L) como a dimensão característica utilizada na determinação do coeficiente de amplificação dinâmica com 1800 m. Como são fornecidas pelo ábaco duas alturas diferentes da altura (h) da edificação de estudo, foi feita uma interpolação linear entre os coeficientes de amplificação dinâmica ilustrados no ábaco através da Equação 37.

$$y = y1 + \left[\left(\frac{x-x1}{x2-x1} \right) \cdot (y2 - y1) \right] \quad (37)$$

Obtém-se assim um valor de 1,5 para o coeficiente de amplificação dinâmica (ξ). Com todos os parâmetros obtidos é possível calcular a pressão dinâmica para o método dinâmico contínuo simplificado. Diferente do método estático equivalente, a pressão dinâmica assume a forma de uma função contínua que varia com a altura $q(z)$. A função é expressa pela equação 10.

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^{\gamma} \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (10)$$

As forças equivalentes aos esforços gerados pelo vento na edificação podem ser expressas de acordo com equação 12.

$$F_a = q(z) L_1 C_a \quad (12)$$

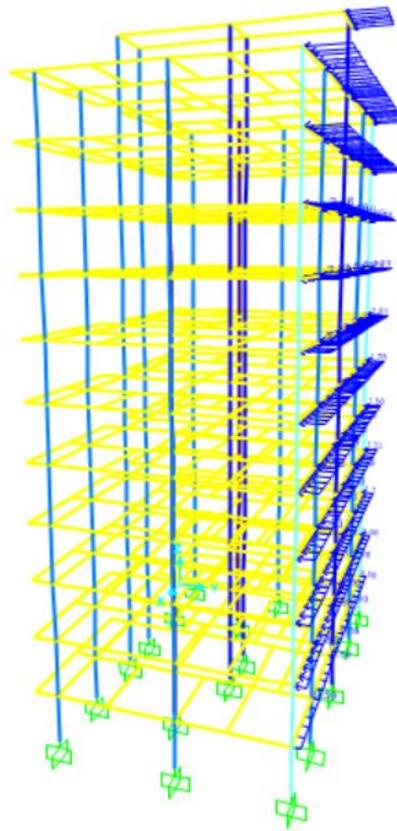
Assim como nas cargas estáticas equivalentes, as forças de arrasto foram calculadas em função da altura de cada pavimento, resultando em uma força distribuída nas barras longitudinais, para o vento incidente a 0° e a 90° como ilustrado nas FIGURAS 36 e 38 e nas TABELAS 18 e 19.

TABELA 18 - FORÇAS DINÂMICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO

h (m)	Ca (0°)	F (kN/m)
0,0	1,32	0,00
2,50		0,60
5,50		0,87
8,50		1,11
11,50		1,34
14,50		1,56
17,50		1,79
20,50		2,01
23,50		2,24
26,50		2,47
29,50		2,69
32,50		2,93
36,00		3,20

FONTE: O autor (2022).

FIGURA 37 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO



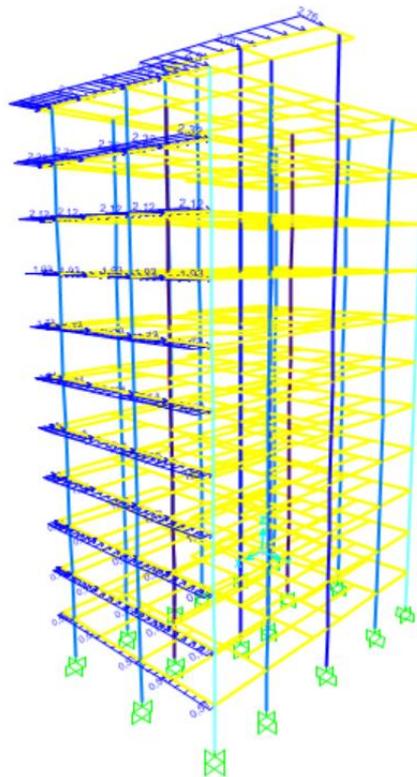
FONTE: O autor (2022).

TABELA 19 - FORÇAS DINÂMICAS EQUIVALENTES DE VENTO INCIDINDO NA MENOR FACE DA EDIFICAÇÃO

h (m)	Ca (90°)	F (kN/m)
0,0	1,14	0,00
2,50		0,52
5,50		0,75
8,50		0,96
11,50		1,15
14,50		1,35
17,50		1,54
20,50		1,74
23,50		1,93
26,50		2,13
29,50		2,33
32,50		2,53
36,00		2,76

FONTE: O autor (2022).

FIGURA 38 - PÓRTICO ESPACIAL CARREGADO COM AS FORÇAS DE VENTO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO



FONTE: O autor (2022).

4.2 DESLOCAMENTOS

Foram determinados os deslocamentos nodais (δ) através do *software* SAP2000, levando em consideração a combinação última normal conforme apresentado no item 3.4.3. Os resultados serão analisados e comparados entre si, não fazendo sentido compararmos os mesmos com os deslocamentos máximos prescritos na NBR 6118, uma vez que para tal comparação a norma estabelece que devem ser analisadas as combinações frequentes, na qual a resposta da estrutura deve ser multiplicada pelo coeficiente (ψ_i), e não na combinação última normal.

4.2.1 Deslocamentos obtidos no modelo estático equivalente

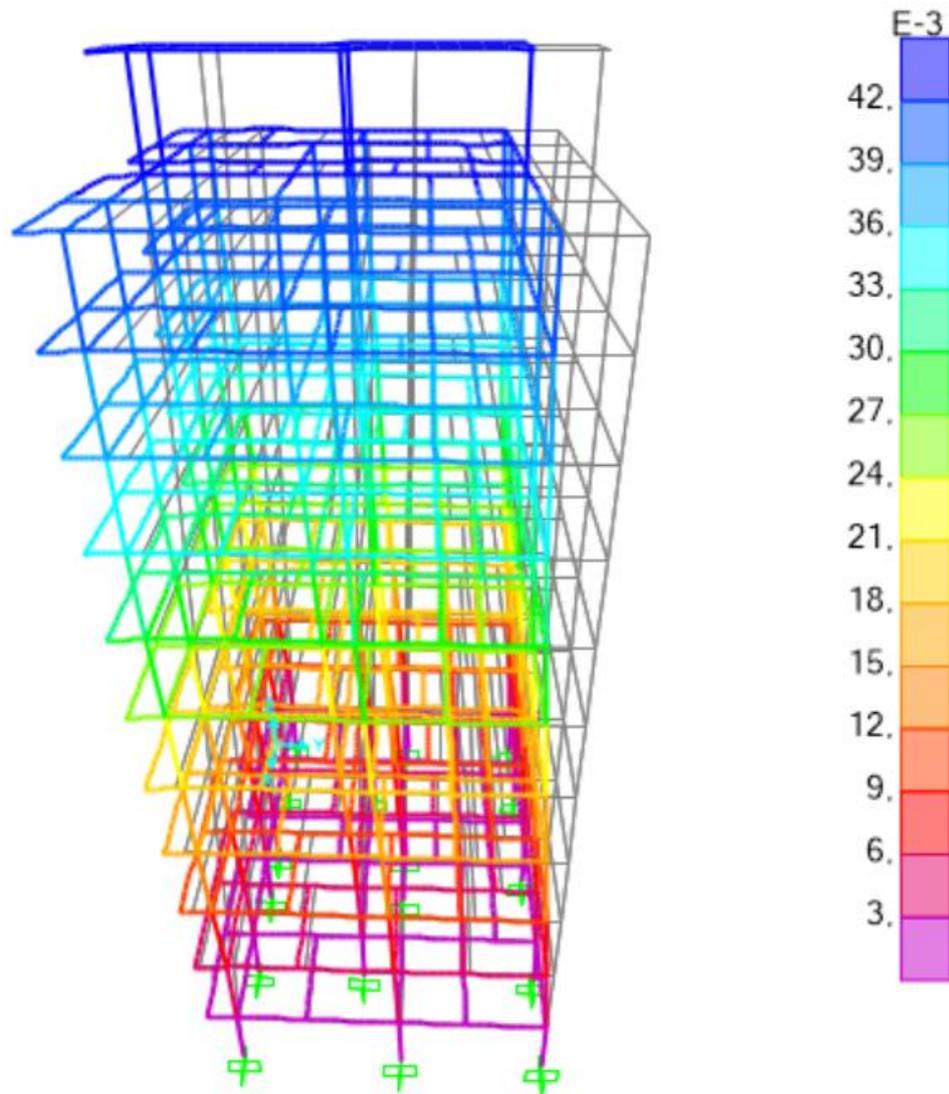
Através da análise realizada foram calculados os deslocamentos (δ) para o modelo estático equivalente com a carga de vento incidindo a 0° e a 90° . Os deslocamentos resultantes da estrutura estão ilustrados nas FIGURAS 39 e 40, com a escala aumentada 50 vezes e dimensões expressas em metros. As barras coloridas representam a estrutura deslocada e, as em cinza, a configuração inicial. Na TABELAS 20 estão os maiores deslocamentos de cada pavimento na direção de atuação da força do vento.

TABELA 20 - DESLOCAMENTO MÁXIMO EM CADA PAVIMENTO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE INCIDINDO NA EDIFICAÇÃO

h (m)	$\delta 0^\circ$ (m)	$\delta 90^\circ$ (m)
0,0	0,0000	0,0000
2,50	0,0013	0,0015
5,50	0,0050	0,0050
8,50	0,0090	0,0090
11,50	0,0153	0,0130
14,50	0,0206	0,0166
17,50	0,0255	0,0199
20,50	0,0300	0,0227
23,50	0,0338	0,0252
26,50	0,0371	0,0271
29,50	0,0397	0,0287
32,50	0,0419	0,0299
36,00	0,0442	0,0319

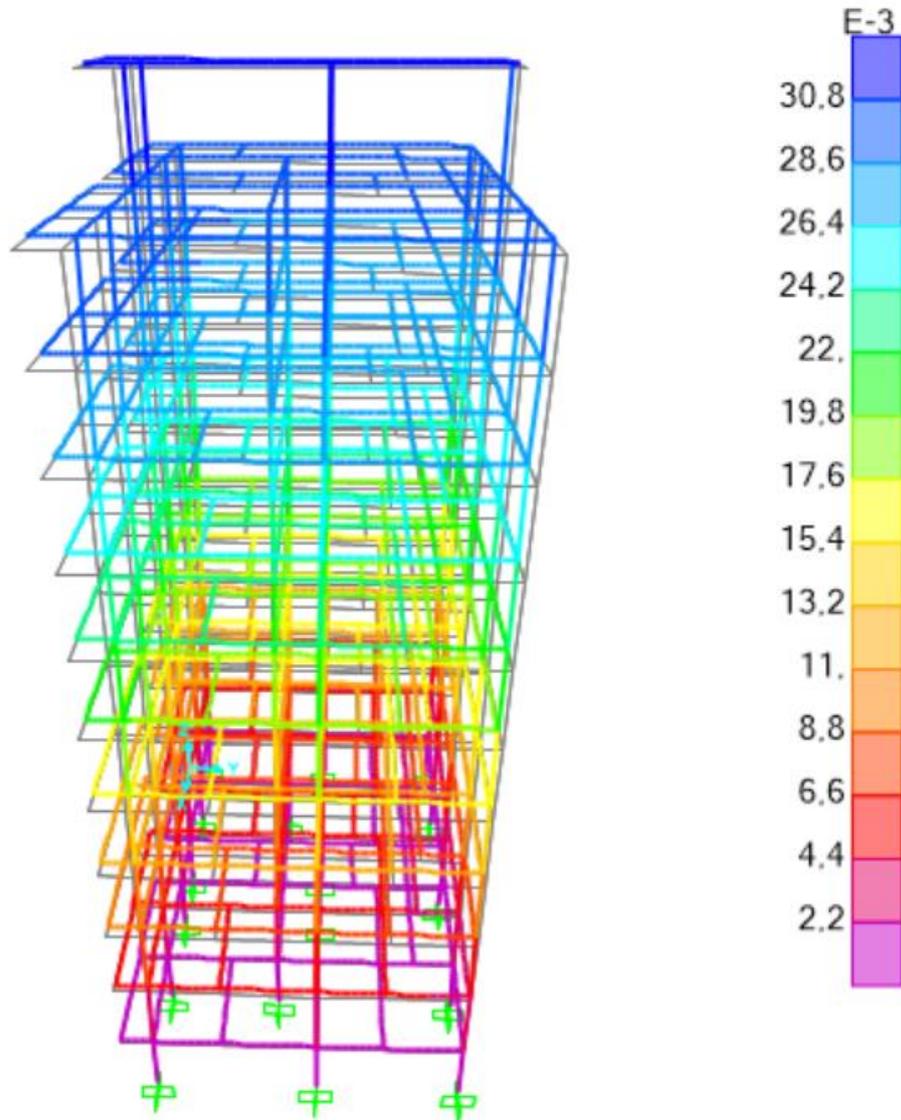
FONTE: O autor (2022).

FIGURA 39 - PÓRTICO ESPACIAL DEFORMADO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE INCIDINDO NA MAIOR FACE



FONTE: O autor (2022).

FIGURA 40 - PÁRTICO ESPACIAL DEFORMADO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO ESTÁTICO EQUIVALENTE INCIDINDO NA MENOR FACE



FONTE: O autor (2022).

4.2.2 Deslocamentos obtidos no modelo dinâmico simplificado

Da mesma forma que no item anterior foram realizadas duas análises para encontrar os deslocamentos (δ), mas dessa vez para o carregamento do modelo dinâmico simplificado a 0° e a 90° . Os deslocamentos resultantes da estrutura estão ilustrados nas FIGURAS 41 e 42, com a escala aumentada 50 vezes e dimensões expressas em metros. As barras coloridas representam a estrutura deslocada e, as

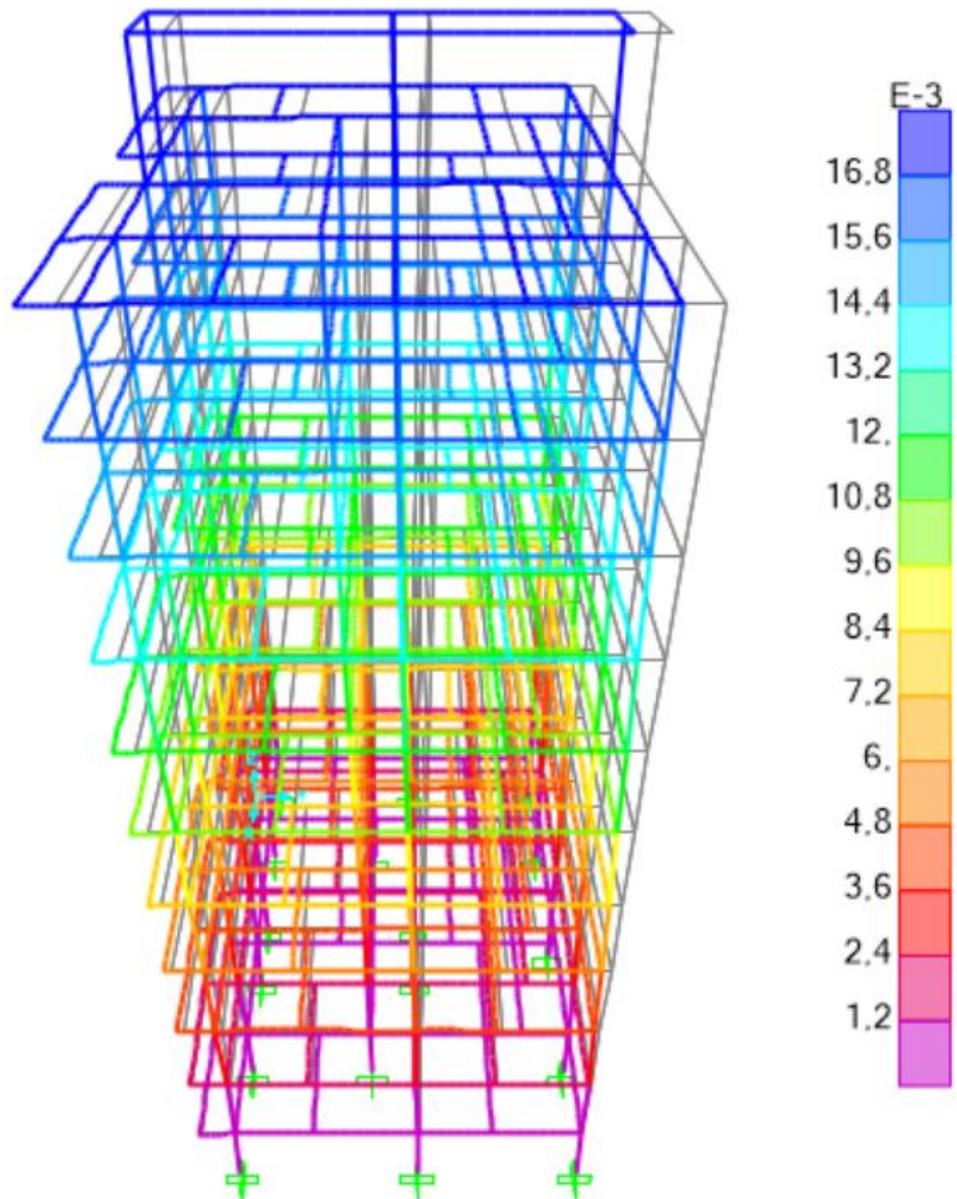
em cinza, a configuração inicial. Na TABELA 21 estão os maiores deslocamentos de cada pavimento na direção de atuação da força do vento.

TABELA 21 - DESLOCAMENTO MÁXIMO EM CADA PAVIMENTO DEVIDO AS FORÇAS DE VENTO DINÂMICO SIMPLIFICADA INCIDINDO EDIFICAÇÃO

h (m)	δ 0° (m)	δ 90° (m)
0,0	0,0000	0,0000
2,50	0,0005	0,0005
5,50	0,0019	0,0017
8,50	0,0037	0,0032
11,50	0,0058	0,0048
14,50	0,0079	0,0063
17,50	0,0099	0,0078
20,50	0,0117	0,0092
23,50	0,0134	0,0104
26,50	0,0148	0,0115
29,50	0,0160	0,0124
32,50	0,0170	0,0132
36,00	0,0179	0,0143

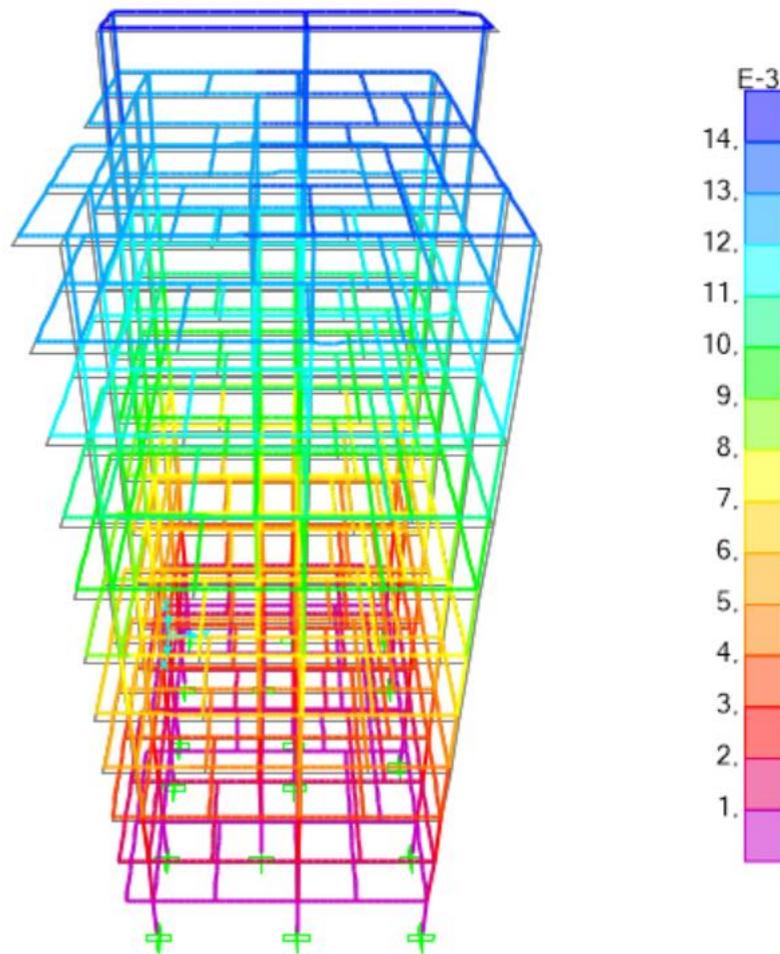
FONTE: O autor (2022).

FIGURA 41 - PÓRTICO ESPACIAL DEFORMADO ÀS FORÇAS DE VENTO DINÂMICO SIMPLIFICADA INCIDINDO NA MAIOR FACE



FONTE: O autor (2022).

FIGURA 42 - PÓRTICO ESPACIAL DEFORMADO DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO DINÂMICO SIMPLIFICADA INCIDINDO NA MENOR FACE



FONTE: O autor (2022).

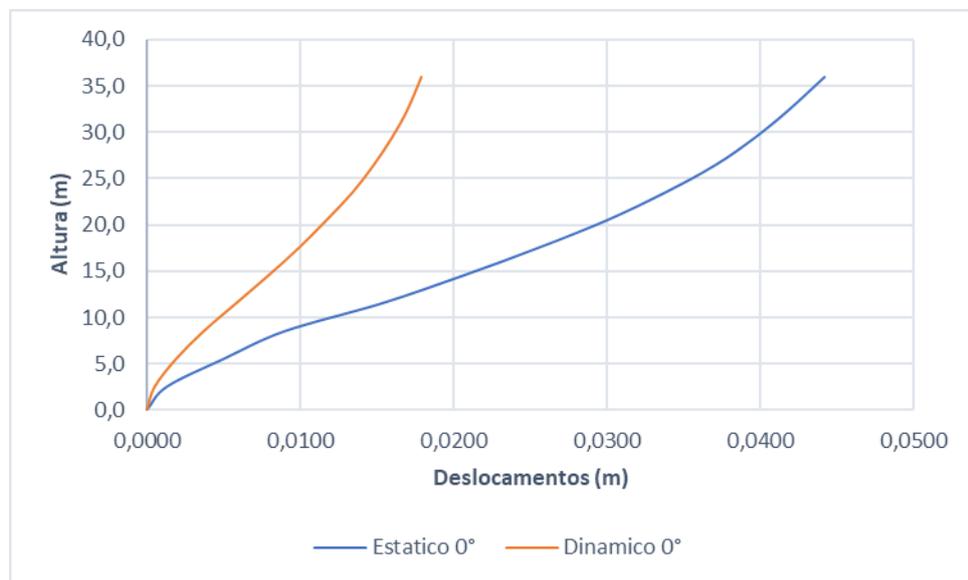
4.2.3 Comparação dos deslocamentos obtidos no modelo estático equivalente e no modelo dinâmico simplificado

Foi realizada a comparação dos deslocamentos resultantes em cada modelo de carregamento. Primeiramente uma comparação do vento incidente a 0° . Nesta face podemos observar os maiores deslocamentos, tanto no modelo estático equivalente quanto no modelo dinâmico simplificado. No modelo estático equivalente os deslocamentos máximos nos pavimentos superiores ficaram próximos a 4,5 cm, enquanto os deslocamentos obtidos no modelo dinâmico simplificado foram na ordem de 1,2 cm. Obteve-se a diferença relativa percentual entre os deslocamentos através da Equação 38.

$$e \% = \frac{\delta_{\text{estático}} - \delta_{\text{dinâmico}}}{\delta_{\text{dinâmico}}} 100 \quad (38)$$

O erro percentual relativo ficou entre 160,00% e 140,92% nos pavimentos, havendo uma ligeira diminuição nos pavimentos superiores. O GRÁFICO 1 ilustra os deslocamentos obtidos em função da altura, com a altura nas ordenadas e os deslocamentos na abcissa, afim de oferecer uma melhor visualização, em ambos os casos.

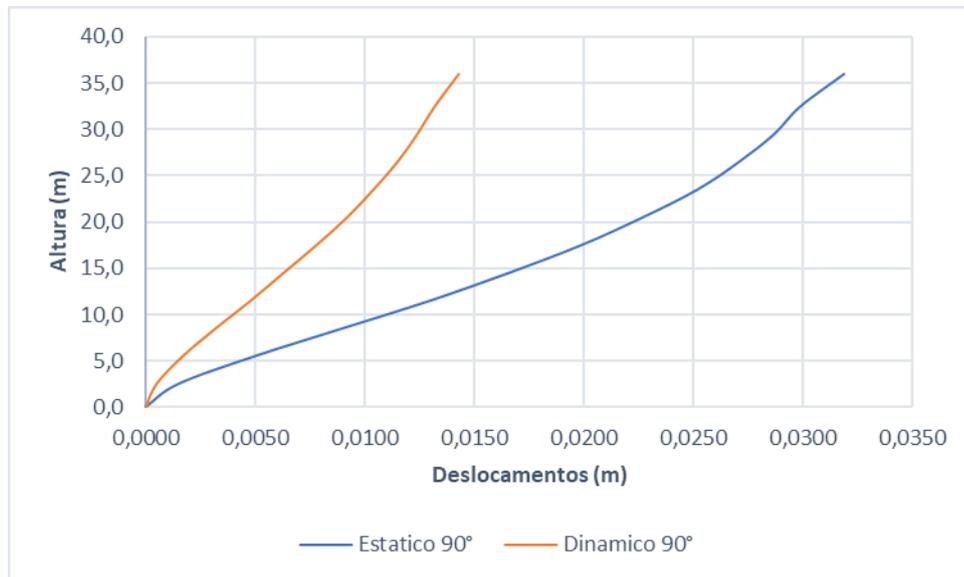
GRÁFICO 1 - COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS ATRÁVES DO MODELO ESTÁTICO EQUIVALENTE E DO MODELO DINÂMICO SIMPLIFICADO INCIDINDO NA MAIOR FACE DA EDIFICAÇÃO



FONTE: O autor (2022).

Na análise realizada para vento incidente a 90°, têm-se deslocamentos menores se comparados aos obtidos devido às cargas incidentes na maior na face. Contudo, assim como na análise anterior, os deslocamentos no modelo estático equivalente se mostram mais conservadores com o deslocamento máximo 3,19 cm contra 1,43 cm do modelo dinâmico simplificado. Da mesma forma que na análise anterior, a diferença percentual estimada entre 200,00% e 123,07% convergindo com o aumento da altura (h), tendo seu mínimo no pavimento ático onde o valor foi de 123,07%.

GRÁFICO 2 - COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS ATRÁVES DO MODELO ESTÁTICO EQUIVALENTE E DO MODELO DINÂMICO SIMPLIFICADO INCIDINDO NA MENORFACE DA EDIFICAÇÃO



FONTE: O autor (2022).

4.3 MOMENTOS GERADOS NOS APOIOS DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO

Os esforços horizontais devidos às forças de vento são os principais responsáveis por gerar momento fletor nas fundações de edifícios altos. De maneira análoga aos deslocamentos, foram analisados os momentos fletores gerados devido às cargas de vento na base dos principais pilares da edificação (apoios).

4.3.1 Momentos gerados pelos carregamentos a 0°

Analisando a edificação com o vento incidindo na maior face, voltada para a direção (y) dos eixos globais do modelo, a ocorrência de momento devido às forças de vento, pela regra da mão direita ocorrerá na direção (x); sendo assim, nesta seção, analisa-se os momentos na direção (x), os (M_x). Foram selecionados apenas os pilares onde as solicitações foram mais significativas, que ocorrem nos elementos de maior inércia frente ao carregamento. No caso de carregamento a 0°, P7 e P10, que devido à simetria da edificação e dos carregamentos são iguais aos pilares P8 e P11, que apresentam resultados iguais, foram os pilares responsáveis por transmitir

à fundação os esforços gerados pelas cargas de vento. Os resultados estão expressos na TABELA 22.

TABELA 22 - MOMENTOS (M_x) ATUANTES NOS PRINCIPAIS APOIOS FRENTE AO VENTO INCIDENTE NA MAIOR FACE PELO CARRAGAMENTO SEGUNDO O MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

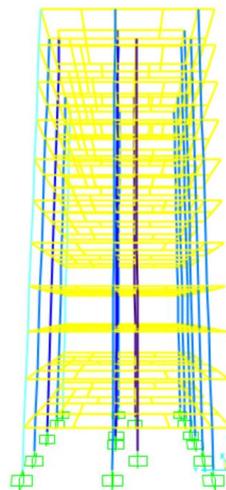
Pilar	Mx Est. (kN.m)	Mx Din. (kN.m)
P7=P8	1228,59	399,38
P9=P10	1145,00	401,27

FONTE: O autor (2022).

4.3.2 Momentos gerados pelos carregamentos A 90°

Com o vento incidindo a 90°, os carregamentos passam a ser paralelos ao eixo global x , FIGURA 43, causando assim um aumento nos momentos (M_y) serão os objetos desta análise. Divergindo do caso anterior, os pilares P7, P8, P10 e P11, não apresentam inércia significativa nessa direção, quando comprado a outros pilares, desta maneira os pilares de maior inércia são responsáveis por transmitir os maiores momentos gerados devido às cargas de vento às fundações. São os pilares P1, P6 e P13 que têm sua maior inércia voltada à direção perpendicular ao vento. Devido ao eixo de simetria da edificação os pilares P5, P9 e P16 apresentam os mesmos valores de (M_y) como estão descritos nas TABELA 23.

FIGURA 43 - EIXOS GLOBAIS



FONTE: O autor (2022).

TABELA 23 - MOMENTOS (M_y) ATUANTES NOS PRINCIPAIS APOIOS FRENTE AO VENTO INCIDENTE NA MENOR FACE PELO CARRAGAMENTO SEGUNDO O MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

Pilar	My Est. (kN.m)	My Din. (kN.m)
P1=P5	60,80	22,83
P6=P9	195,51	75,20
P13=P16	230,48	84,69

FONTE: O autor (2022).

4.3.3 Comparação dos momentos gerados pelo carregamentos de vento

Assim como nos deslocamentos, os momentos encontrados no modelo estático equivalente são mais conservadores quando comparados aos momentos resultantes do caso dinâmico simplificado. A diferença percentual relativa nos momentos é ainda maior quando comparada à ocorrida nos deslocamentos. O caso mais divergente é visto nos momentos M_x , quando comparamos os pilares P7=P8 nos dois modelos de carregamento chegamos a uma diferença de 207,62%. No caso dos pilares P9=P10 a diferença é de 185,34.

O momento na direção M_y também apresentou divergências parecidas, sendo a maior nos pilares P13=P16 que é de 172,14%, e a menor diferença nos pilares P6=P9 de 159,98%.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

É possível concluir que os resultados obtidos através do método estático equivalente são mais conservadores quando comparados aos resultados obtidos utilizando-se do método dinâmico simplificado. Como descrito na NBR 6123, o modelo dinâmico simplificado considera apenas a contribuição do primeiro modo de vibração para o cálculo da resposta flutuante; alguns trabalhos já realizados, como Silva (2018), mostram que esse modelo pode, em alguns casos, fornecer uma análise muito superficial quando comparado a uma análise puramente modal feita através de outros métodos levando em consideração mais modos de vibração.

A frequência obtida através da metodologia normativa também se mostrou menor do que a obtida através do modelo do SAP2000, o que pode ter acarretado em uma diminuição do carregamento obtido através do modelo dinâmico simplificado, subestimando as forças de vento.

Também foi possível concluir que à medida que a altura aumenta o erro relativo entre os dois métodos tem um ligeira diminuição. Para afirmar se existe uma convergência destes resultados, e atende de maneira satisfatória as demandas de segurança estabelecidas na NBR 6118, é necessário um estudo mais detalhado e preciso, e a análise de uma edificação mais alta. Portanto, nesse trabalho foi possível concluir, apenas que, para a edificação de estudo, o modelo estático equivalente é mais conservador que o modelo dinâmico simplificado.

5.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No presente trabalho foi possível determinar um desempenho conservador da análise estática comparada a análise dinâmica, realizada através do modelo dinâmico simplificado, uma vez que para esse tipo de edificação temos uma baixa frequência natural. Para futuros trabalhos cabe analisar estruturas com frequência natural mais próximas de 1, ou então com rigidez menor, sendo assim mais suscetíveis às ações de vento.

Outra opção seria realizar uma análise em uma edificação similar utilizando a frequência fundamental obtida através outro método que não o normativo, para a determinação das forças de vento do método dinâmico simplificado.

REFERÊNCIAS

- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:** Cálculo para a carga de estruturas de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2019.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1988.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto para edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681:** Ações de segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSAN, Eloísio Ernesto. **Método dos elementos finitos: primeiros passos.** 2ª edição, São Paulo: Unicamp, 2003.
- BATHE, Klaus Jurgen; WILSON, Edward. **Numerical Methods in finite element analysis.** Boston: Prentice Hall. 528 p. 1976
- BATHE, Klaus Jurgen. **Finite Element Procedures.** Prentice Hall: New Jersey, 1996.
- BECKER, Marcelo. **Graus de Liberdade em cadeias cinemáticas.** São Paulo: Usp, 2014. 48 slides, color. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/268537/mod_resource/content/1/Aula%20SEM0104%202015.pdf. Acesso em: 10 set. 2022.
- BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento.** 2.ed. Porto Alegre: Ed. Da UFRGS, 1998.
- CHÁVEZ, E. S. **Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento.** 2006. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.
- CLOUGH, R. W., PENZIEN, J. **Dinamic of structures.** Estados Unidos, 1995.
- FRANCO, M. **Direct along wind dynamic analysis of tall structures.** Boletim técnico, São Paulo, EPUSP, BT/PEF/9303, 1993.
- GHENO, R. M. **Torre metálica do tipo GTS submetida ao carregamento de vento:** comparação entre análise estática e dinâmica. 2011. 57f. Trabalho de

Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

IBRAHIMOBEGOVIC A, TAYLOR RL, WILSON EL. **A robust quadrilateral membrane finite element with drilling degrees of freedom**. International Journal for Numerical Methods in Engineering; 30:57. 1990

MACHADO, Roberto Dalledone; MARIANO, Marcos Antonio. **Concreto armado UFPR**. 2016.. Curitiba: Ufpr. 9 v. 2016.

MENDIS, P.; et al. **Wind loading on tall building**. **Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)**, 2007. Special Issue: Loading on Structures. Disponível em: <http://www.ejse.org/>. Acesso em 16 ago. 2020.

MOTA, N. A. **Avaliação do comportamento dinâmico de uma laje de grande porte através da modelagem computacional e análise experimental**. 2013. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2003.

LEITE, E. B.; **Análise comparativa entre respostas de torre de transmissão sujeita a carregamentos obtidos através do método do vento sintético e da norma NBR 6123/88**. Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Curitiba. 2015.

LIMA, Gustavo Valença Fiuza. **Análise dinâmica via método dos elementos finitos do estádio nacional de Brasília**. 2013. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-Df, 2013.

LOTURCO, Bruno; **Engenharia de Vento**. Revista Técnica. n.156. Março de 2010.

Lei complementar Nº 8, 28 de outubro de 2014. **Plano Diretor do Município de Pontal do Paraná**. Título: Instituição do Plano Diretor de Desenvolvimento Integrado de Pontal do Paraná, e dá outras providências.

PINHEIRO, L.M. **Fundamentos do concreto armado e projeto de edifícios**. São Carlos – SP. 355p. 2007.

PINHO, Felipe Gonçalves; MORAIS, Lucas Cuellar de. **Vibrações induzidas pelo vento em estruturas metálicas: uma abordagem via elementos finitos**. 2014. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

RIBEIRO, Fernando Luiz Bastos. **Introdução ao método dos elementos finitos**. (Notas de Aula – UFRJ, 2004). Disponível em: <[http://wwwp.coc.ufrj.br/~fernando/downloads /Curso_MEF1.pdf](http://wwwp.coc.ufrj.br/~fernando/downloads/Curso_MEF1.pdf)>. Acesso em: 12.Ago.2020.

SANTOS, Vagner Henrique dos. **Comparação do método discreto da NBR6123 e do método de vento sintético em edificações de concreto armado de múltiplos pavimentos**. Dissertação (Mestrado), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

SILVA, João Paulo Medeiros Mendes da. **Ação dinâmica do vento em edificações de múltiplos andares de acordo com a NBR6123 (1988)**. 2009. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2009.

SILVA, Lucas Lourenço Ferreira da. **Análise dinâmica de estruturas submetidas a forças devidas ao vento**. 2018. 118 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Multidisciplinar de Caraúbas, Universidade Federal Rural do Semiárido, Caraúbas - RN 2018.

Simo, J.C., Taylor, R.L., and Pister, K.S. **Variational and Projection Methods for the Volume Constraint in Finite Deformation Elasto-Plasticity**. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. 208p. 1985.

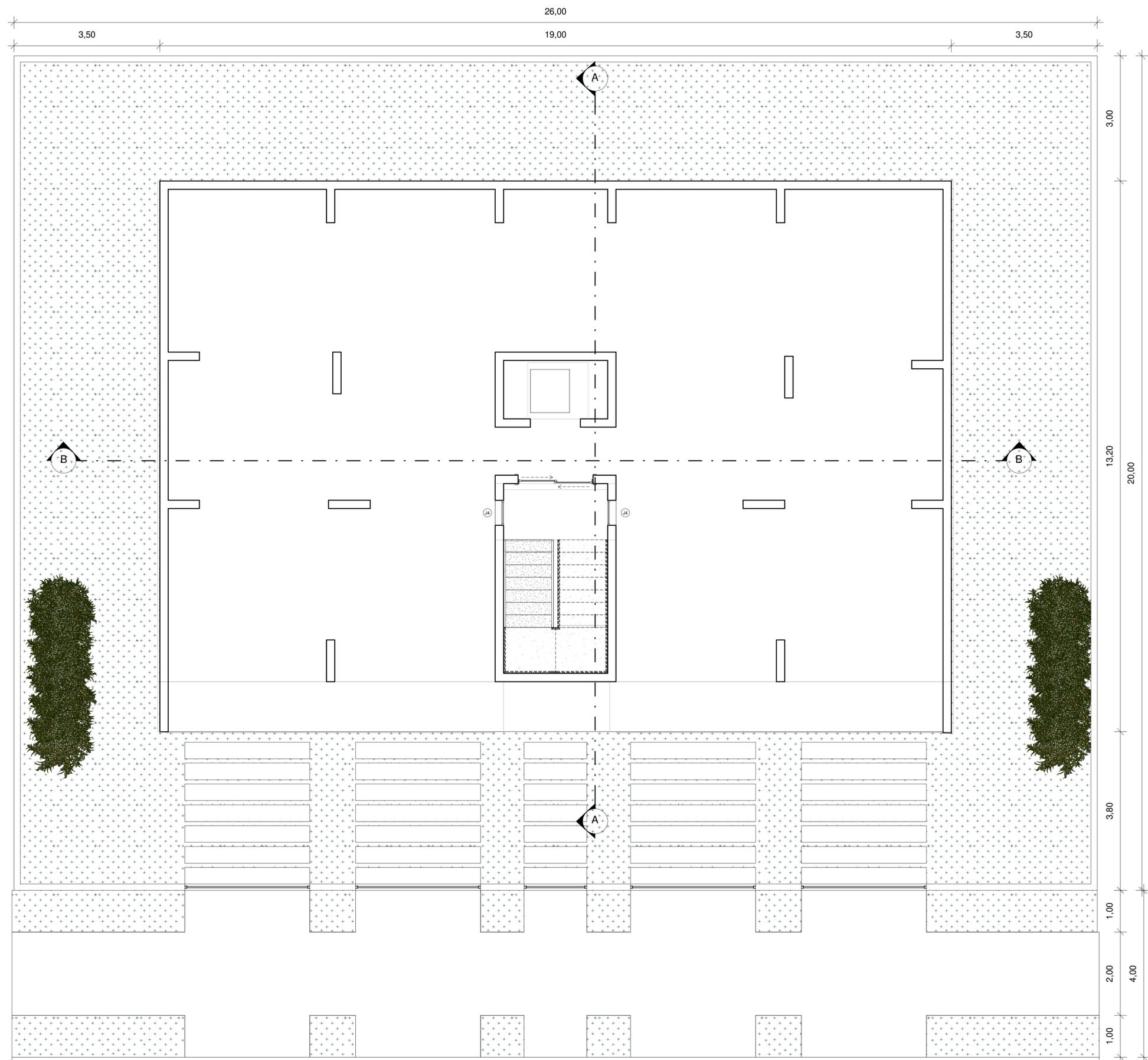
SORIANO, Humberto Lima. **Estática das estruturas**. 3. ed. [S.I.]: Ciência Moderna. 419 p. 2007.

SOUZA, Remo Magalhães. **O problema dos elementos finitos aplicado a condução de calor**. Material Didático. Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2003.

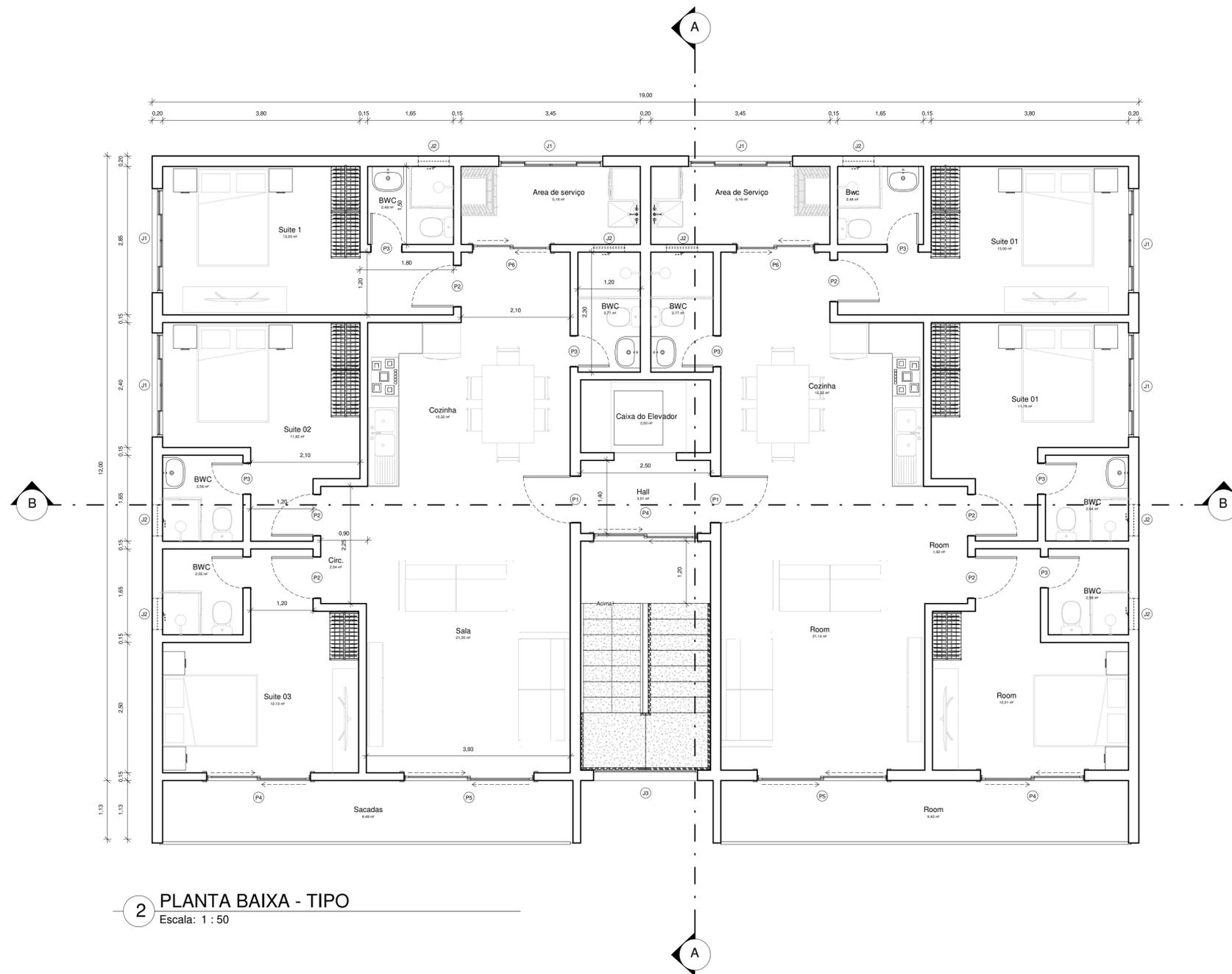
TARANATH, B. **Structural analysis and design of tall building**. New York, EUA: Mc Graw Hill Book Company, 1988.

TREIN, C. A. **Modelagem dinâmica equivalente de edifícios altos submetidos à ação de vento**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Porto Alegre – RS, 2005.

ZIENKIEWICZ, Olgierd Cecil ; TAYLOR, R. L. **The finite element method**, vol. 01: The Basis. 5^o edição. Butterworth-Heinemann Linacre House, 2000.



1 PLANTA BAIXA - TÉRREO
Escala: 1 : 50



2 PLANTA BAIXA - TIPO
Escala: 1 : 50

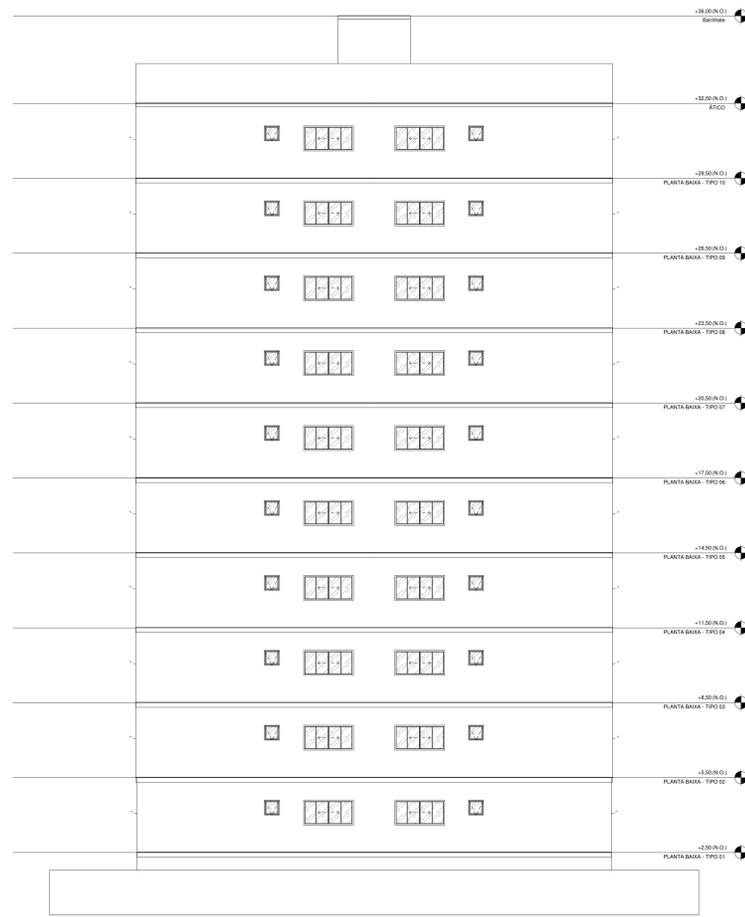
QUADRO DE JANELAS					
CÓD	QNTD	LARGURA	ALTURA	ALTURA DO PEITORIL	DESCRIÇÃO
J1	60	2,00	1,00	1,10	
J2	62	0,60	0,60	1,50	
J3	10	2,00	2,50	0,00	
J4	2	0,60	1,50	0,65	

QUADRO DE PORTAS				
CÓD	QNTD	LARGURA	ALTURA	DESCRIÇÃO
P1	20	0,90	2,10	
P2	60	0,90	2,10	
P3	80	0,60	2,10	
P4	30	2,50	2,10	
P5	20	2,50	2,10	
P6	20	1,50	2,10	
P7	4	3,00	1,80	
P8	1	1,50	1,80	
P10	1	1,80	2,10	

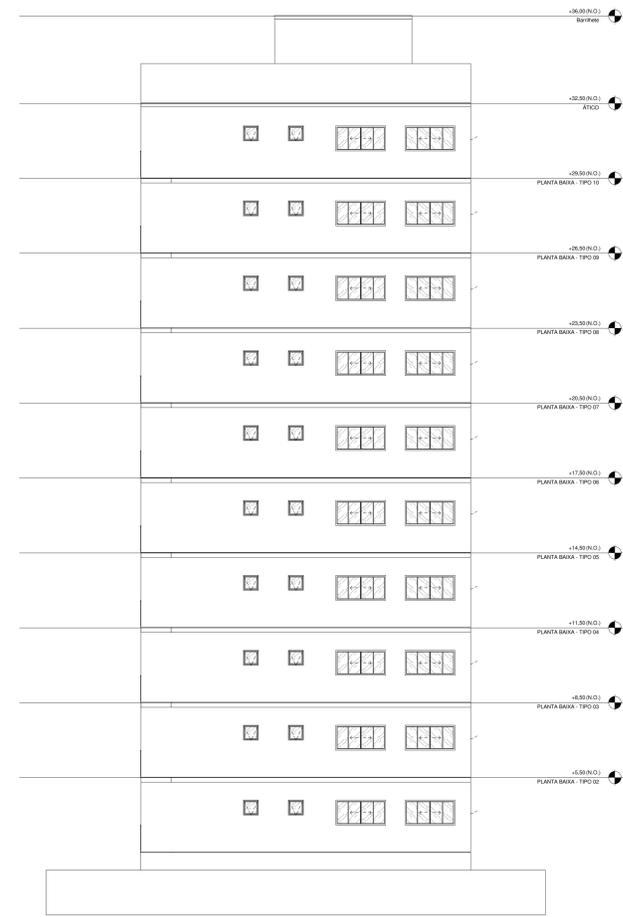
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ		
PROJETO: PROJETO ARQUITETONICO		
DISCIPLINA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		FOLHA:
AUTOR: JOSÉ ALFREDO MANRIQUE		2/3
REFERÊNCIAS: PLANTA BAIXA PAVIMENTO TIPO		
ESCALA: INDICADA	DATA: JUNHO/2021	



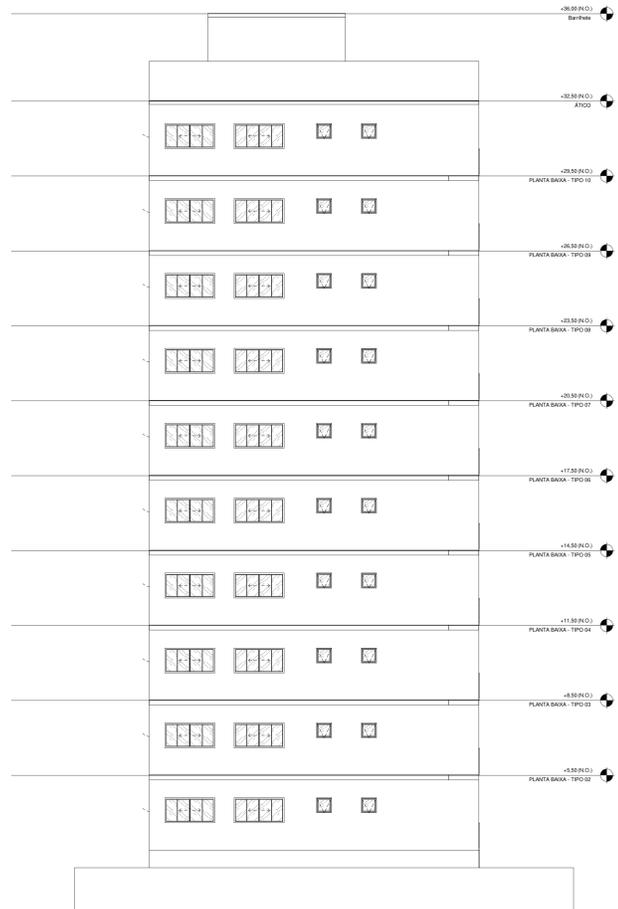
4 FACHADA SUL
Escala: 1 : 100



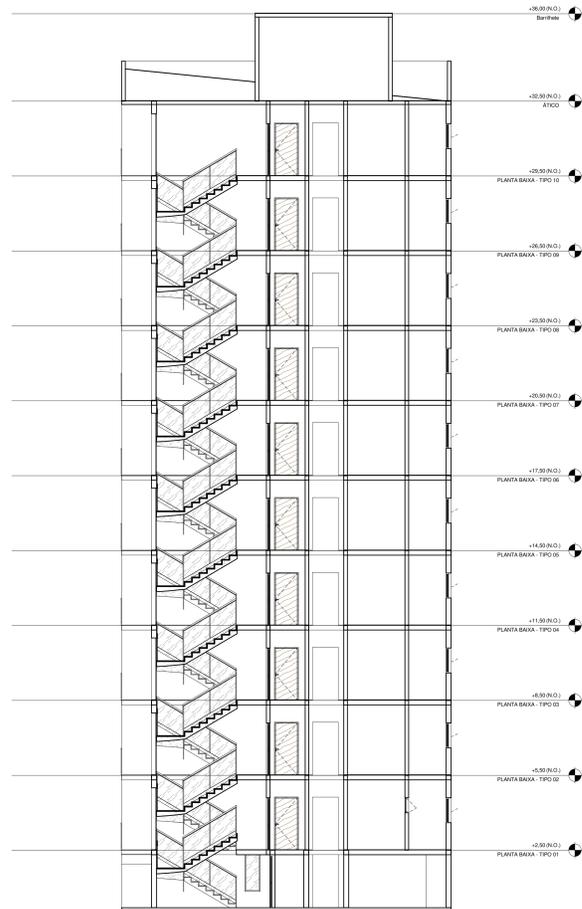
1 FACHADA NORTE
Escala: 1 : 100



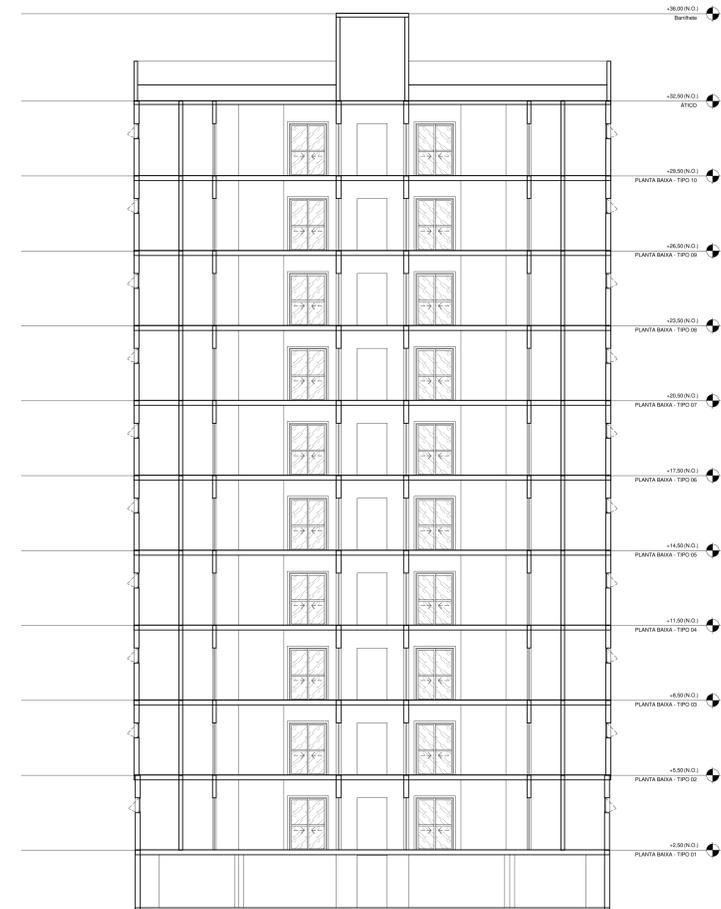
2 FACHADA LESTE
Escala: 1 : 100



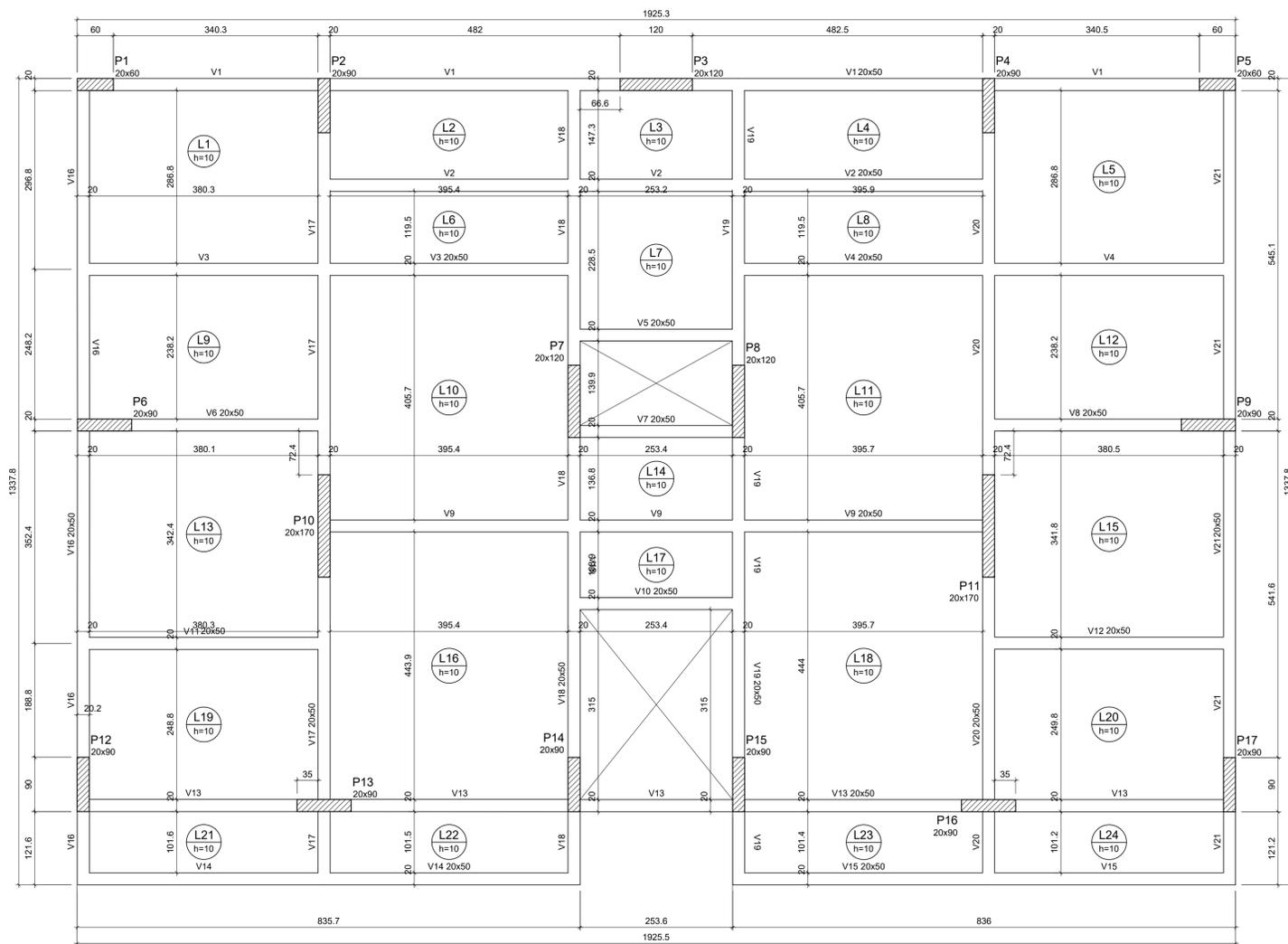
3 FACHADA OESTE
Escala: 1 : 100



5 CORTE A/A
Escala: 1 : 100



6 CORTE B/B
Escala: 1 : 100



Forma do pavimento Tipo

escala 1:50

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	20x50	0	250
V2	20x50	0	250
V3	20x50	0	250
V4	20x50	0	250
V5	20x50	0	250
V6	20x50	0	250
V7	20x50	0	250
V8	20x50	0	250
V9	20x50	0	250
V10	20x50	0	250
V11	20x50	0	250
V12	20x50	0	250
V13	20x50	0	250
V14	20x50	0	250
V15	20x50	0	250
V16	20x50	0	250
V17	20x50	0	250
V18	20x50	0	250
V19	20x50	0	250
V20	20x50	0	250
V21	20x50	0	250

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kgf/m²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L2	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L3	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L4	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L5	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L6	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L7	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L8	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L9	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L10	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L11	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L12	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L13	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L14	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L15	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L16	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L17	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L18	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L19	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L20	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L21	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L22	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L23	Maciça	10	0	250	250	155	150	-
L24	Maciça	10	0	250	250	155	150	-

Características dos materiais	
f _{ck}	Ecs
(kgf/cm²)	(kgf/cm²)
300	310000

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20x60	0	250
P2	20x90	0	250
P3	20x120	0	250
P4	20x90	0	250
P5	20x60	0	250
P6	20x90	0	250
P7	20x120	0	250
P8	20x120	0	250
P9	20x90	0	250
P10	20x170	0	250
P11	20x170	0	250
P12	20x90	0	250
P13	20x90	0	250
P14	20x90	0	250
P15	20x90	0	250
P16	20x90	0	250
P17	20x90	0	250

Legenda dos pilares	
	Pilar que passa

Legenda das vigas e paredes	
	Viga

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

PROJETO: PROJETO ESTRUTURAL

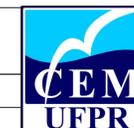
DISCIPLINA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

AUTOR: JOSÉ ALFREDO MANRIQUE

REFERÊNCIAS: PLANTA DE FORMA PAVIMENTO TIPO

ESCALA: INDICADA

DATA: SETEMBRO/2022



FOLHA:

1/1