

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA BAHIA
CENTRO DAS CIÊNCIAS EXATAS E DAS TECNOLOGIAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL E MODOS DE VIBRAÇÃO DE ESTRUTURA
DE TORRE ESTAIADA COM VARIAÇÕES NA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL**

TAMIRES PEREIRA GÓES

**BARREIRAS-BA
SETEMBRO-2017**

TAMIRES PEREIRA GÓES

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL E MODOS DE VIBRAÇÃO DE ESTRUTURA
DE TORRE ESTAIADA COM VARIAÇÕES NA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do
Oeste da Bahia, como requisito parcial à obtenção do
grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. D.Sc. Pedro Claudio Santos Vieira
Coorientador: Prof. M.Sc. Kuelson Randello Dantas Maciel

**BARREIRAS-BA
SETEMBRO-2017**

Universidade Federal do Oeste da Bahia - Bibliotecas UFOB

G598a Góes, Tamires Pereira.

Análise de Estabilidade Global e Modos de vibração de Estrutura de Torre Estaiada com variações na Concepção Estrutural / Tamires Pereira Góes. – Barreiras-Ba, 2017.

129 f.: il. color.; 29,7 cm.

Impresso.

Orientador: Prof. D.Sc. Pedro Claudio dos Santos Vieira

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil (bacharelado) – Universidade Federal do Oeste Bahia, Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias.

1. Torre estaiada. 2. Estabilidade Global. 3. Vento. 4. Vibrações. 5. SAP 2000. I. Vieira, Pedro Claudio dos Santos. II. Título.

CDD – 620.3

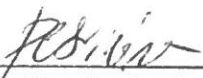
TAMIRES PEREIRA GÓES


ANÁLISE DE ESTABILIDADE E MODOS DE VIBRAÇÃO DE ESTRUTURA DE TORRE
ESTAIADA COM VARIAÇÕES NA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

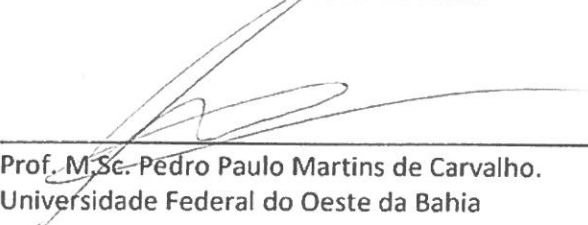
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do
Oeste da Bahia, como requisito parcial à obtenção do
grau de Engenheiro Civil.

Aprovada 27 de Setembro de 2017.

Banca Examinadora

Orientador: 
Prof. D.Sc. Pedro Claudio dos Santos Vieira.
Universidade Federal do Oeste da Bahia

Coorientador: 
Prof. M.Sc. Kuelson Rândello Dantas Maciel.
Universidade Federal do Oeste da Bahia


Prof. M.Sc. Pedro Paulo Martins de Carvalho.
Universidade Federal do Oeste da Bahia

"Determinação coragem e autoconfiança são fatores decisivos para o sucesso. Se estamos possuídos por uma inabalável determinação conseguiremos superá-los. Independentemente das circunstâncias, devemos ser sempre humildes, recatados e despidos de orgulho."

(Dalai Lama)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me dar força e saúde para que pudesse alcançar mais este objetivo na minha vida.

Aos meus pais Edineide P. Góes e Roberto R. A. Góes por todos estes anos de dedicação, carinho e paciência, me proporcionando sempre uma melhor educação, sem eles nada disso seria possível.

Aos meus irmãos Ricardo, Roberta e Bruno por toda ajuda com alguma palavra nas horas difíceis, transmitindo suas experiências de graduação, paciência e amizade.

Ao professor orientador Pedro Cláudio dos Santos Vieira pela dedicação, empenho a todo momento, passando a sua experiência em Engenharia de Estruturas com competência para que fosse possível desenvolver este trabalho.

Ao coorientador Kuelson Randello Dantas Maciel por estar sempre disposto a ensinar e ajudar na execução deste documento.

Aos meus amigos especiais Maria Clara, Cleia, Leide, Eduardo, Karina, Lorena, Vinicius e Michael que de alguma forma estavam sempre ao meu lado me ajudando tanto com palavras e ações de conforto nos momentos de dificuldade, quanto no decorrer do desenvolvimento deste trabalho.

Ao Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias (CCET) da Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), por ter proporcionado condições de desenvolver este trabalho.

E finalmente a todas as pessoas que de alguma maneira me ajudaram nesta caminhada.

RESUMO

Este trabalho irá realizar a análise de estabilidade global de uma estrutura de torre de transmissão estaiada e avaliar os modos de vibração para casos com seções diferentes na composição da sua estrutura utilizando um software chamado SAP2000. Como principal ação na estrutura temos as cargas de vento que foram calculadas de acordo com a NBR 6123:1988 e também com o auxílio do SAP 2000 pela ASCE 7-10. Para a obtenção de resultados foram realizados os cálculos do parâmetro de estabilidade Gama-z, o dimensionamento dos componentes das Barras pela ANSI/ASCI 360-10 e feita a aplicação de diferentes seções na estrutura. Foram escolhidas seções tubulares quadradas e circulares, e comparou-se o seu comportamento. Verificou-se que a estrutura analisada para as seções adotadas são de nós fixos ou nós móveis, e também obtiveram-se as respostas das frequências naturais para os seus modos de vibração, de modo que sabendo-se as frequências das forças externas atuantes se possa evitar a ressonância na estrutura. Onde foi possível determinar que com a mudança das seções houve uma presença de maior rigidez da estrutura, uma menor deslocabilidade dos nós e um aumento da massa. Assim como determinou-se maiores frequências pra os modos de vibração nas estruturas com seção tubular.

Palavras-chave: Torre estaiada, Estabilidade Global, Vento, vibrações, SAP 2000.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: Representação da fabricação de aço no alto forno..... | 16 |
| Figura 2: Tipos de Torres de sustentação..... | 20 |
| Figura 3: Representação dos componentes de uma Torre Estaiada..... | 21 |
| Figura 4: Representação gráfica de uma excitação determinística | 26 |
| Figura 5: Representação gráfica de uma excitação aleatória. | 26 |
| Figura 6: Mapa de Isopletas do território brasileiro. | 31 |
| Figura 7: Representação do Fator Topográfico S_1 em Taludes. | 32 |
| Figura 8: Representação do Fator Topográfico S_1 para Morros..... | 32 |
| Figura 9: Coeficiente de arrasto, C_a , para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera..... | 37 |
| Figura 10: Componentes de Força de Arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera. | 38 |
| Figura 11: Ações permanentes diretas consideradas separadamente. | 46 |
| Figura 12: Ações Variáveis consideradas separadamente. | 47 |
| Figura 13: Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis. | 47 |
| Figura 14: Inclusão dos parâmetros do SAP 2000 para s cálculos das cargas de vento pela ASCE 1-10..... | 50 |
| Figura 15: Localização da Estrutura Analisada. | 53 |
| Figura 16: Localização da Torre. | 53 |
| Figura 17: Detalhe do módulo da Torre. | 54 |
| Figura 18: Vista 3D do Módulo da Torre. | 55 |
| Figura 19: Representação de um dispositivo anti-torsor. | 56 |
| Figura 20 - Vista em Planta Baixa..... | 57 |
| Figura 21: Vistas Laterais da Torre | 57 |
| Figura 22: Valores dos coeficientes de ponderação das resistências. | 58 |
| Figura 23: Processo de funcionamento de transmissão da Torre..... | 59 |
| Figura 24: Modelo Antena Omnidirecional. | 60 |
| Figura 25: Antena do Tipo Yagi..... | 60 |
| Figura 26 : Imagem real da Torre. | 61 |
| Figura 27 - Representação da Estrutura no Software SAP 2000..... | 63 |
| Figura 28: Direção do vento sobre a Torre..... | 66 |
| Figura 29: Componentes normal e tangencial da força de arrasto nos nós da Torre..... | 67 |
| Figura 30: Representação dos cabos na Torre. | 71 |
| Figura 31 - Definição dos Materiais utilizados no SAP 2000. | 76 |
| Figura 32: Definição das seções transversais das barras constituintes da estrutura pelo SAP 2000..... | 76 |
| Figura 33: Definição das Forças aplicadas na estrutura pelo SAP 2000..... | 77 |
| Figura 34: Representação das cargas de Temperatura. | 78 |
| Figura 35: Representação das cargas de peso dos equipamentos de e pessoas para manutenção..... | 78 |
| Figura 36: Representação da Carga de equipamentos e pessoas para manutenção nos nós do topo da Torre..... | 79 |
| Figura 37: Representação das cargas de Peso próprio das antenas no topo da Torre..... | 79 |
| Figura 38: Aplicação da carga de vento segundo a ASCE 07-10..... | 80 |
| Figura 39: Aplicação das Cargas de vento segundo a ASCE 07-10..... | 81 |
| Figura 40: Representação das cargas de vento aplicadas nos cabos ligados ao pilar 1..... | 82 |

| | |
|--|-----|
| Figura 41: Combinações representadas no SAP 2000..... | 83 |
| Figura 42: Comando de análise do SAP 2000..... | 84 |
| Figura 43: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela ASCE 07-10 à 0°..... | 84 |
| Figura 44: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela ASCE 07-10 à 30°..... | 85 |
| Figura 45: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela ASCE 07-10 à 60°..... | 85 |
| Figura 46: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela NBR à 0°..... | 86 |
| Figura 47: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela NBR à 30°..... | 86 |
| Figura 48: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela NBR à 60°..... | 87 |
| Figura 49: Resposta do Comportamento da Estrutura da Torre com a Análise..... | 87 |
| Figura 50: Geração da Tabela de Resultados pelo SAP 2000..... | 88 |
| Figura 51: Geração da Tabela de Resultados pelo SAP 2000..... | 89 |
| Figura 52: Valores das Reações da estrutura..... | 89 |
| Figura 53: Esforço máximo de Tração Axial na Estrutura..... | 90 |
| Figura 54: Esforço máximo de Compressão na Estrutura..... | 90 |
| Figura 55: Escolha da Norma para a realização do Dimensionamento pelo SAP 2000..... | 91 |
| Figura 56: Escolha da Norma para a realização do Dimensionamento pelo SAP 2000..... | 92 |
| Figura 57: Dimensionamento da estrutura pelo SAP 2000..... | 92 |
| Figura 58: Resposta da Estrutura ao Dimensionamento pela AISC 360-10..... | 93 |
| Figura 59: Zoom da Barra 4..... | 94 |
| Figura 60: Resposta da Análise para a Barra 4..... | 94 |
| Figura 61: Resposta da Análise para a Barra 4..... | 95 |
| Figura 62: Zoom da Barra 554..... | 96 |
| Figura 63: Resposta da Análise para a Barra 4..... | 96 |
| Figura 64: Resposta da Análise para a Barra 4..... | 97 |
| Figura 65: Seção Tubular circular escolhida..... | 98 |
| Figura 66: Resposta ao Dimensionamento para a seção Tubular Circular..... | 99 |
| Figura 67: Seção Tubular quadrada escolhida..... | 99 |
| Figura 68: Resposta ao Dimensionamento para a seção Tubular Quadrada..... | 100 |
| Figura 69: Modo de Vibração 1 com Frequência 0,05Hz..... | 105 |
| Figura 70: Modo de Vibração 2 com Frequência 0,08Hz..... | 105 |
| Figura 71: Modo de Vibração 3 com Frequência de 0,11 Hz..... | 105 |
| Figura 72: Modo de Vibração 4 com Frequência de 0,19 Hz..... | 106 |
| Figura 73: Modo de Vibração 5 com Frequência de 0,36 HZ..... | 106 |
| Figura 74: Modo de Vibração 6 com Frequência de 0,79 HZ..... | 107 |
| Figura 75: Modo de Vibração 7 com Frequência de 1,89 Hz..... | 107 |
| Figura 76: Modo de Vibração 8 com Frequência de 2,92 HZ..... | 108 |
| Figura 77: Modo de Vibração 9 com Frequência de 3,05HZ..... | 108 |
| Figura 78: Modo de Vibração 10 com Frequência de 4,60HZ..... | 109 |
| Figura 79: Modo de Vibração 11 com Frequência de 4,65HZ..... | 109 |
| Figura 80: Modo de Vibração 12 com Frequência de 6,85HZ..... | 110 |
| Figura 81: Modo de Vibração 1 com Frequência de 0,06 HZ..... | 111 |
| Figura 82: Modo de Vibração 2 com Frequência de 0,08 HZ..... | 111 |
| Figura 83: Modo de Vibração 3 com Frequência de 0,13 HZ..... | 112 |
| Figura 84: Modo de Vibração 4 com Frequência de 0,21 HZ..... | 112 |

| | |
|---|-----|
| Figura 85: Modo de Vibração 5 com Frequência de 0,39 HZ. | 113 |
| Figura 86: Modo de Vibração 6 com Frequência de 0,82 HZ. | 113 |
| Figura 87: Modo de Vibração 7 com Frequência de 2,44 HZ. | 114 |
| Figura 88: Modo de Vibração 8 com Frequência de 3,39 HZ. | 114 |
| Figura 89: Modo de Vibração 9 com Frequência de 3,72 HZ. | 115 |
| Figura 90: Modo de Vibração 10 com Frequência de 5,09 HZ. | 115 |
| Figura 91: Modo de Vibração 11 com Frequência de 5,15 HZ. | 116 |
| Figura 92: Modo de Vibração 12 com Frequência de 7,52 HZ. | 116 |
| Figura 93: Modo de Vibração 1 com Frequência de 0,06 HZ. | 117 |
| Figura 94: Modo de Vibração 2 com frequência de 0,08Hz. | 118 |
| Figura 95: Modo de Vibração 3 com Frequência de 0,13 HZ. | 118 |
| Figura 96: Modo de Vibração 4 com Frequência de 0,21 HZ. | 119 |
| Figura 97: Modo de Vibração 5 com Frequência de 0,39 HZ. | 119 |
| Figura 98: Modo de Vibração 6 com Frequência de 0,82 HZ. | 120 |
| Figura 99: Modo de Vibração 7 com Frequência de 2,43 HZ. | 120 |
| Figura 100: Modo de Vibração 8 com Frequência de 3,38 HZ. | 121 |
| Figura 101: Modo de Vibração 9 com Frequência de 3,70 HZ. | 121 |
| Figura 102: Modo de Vibração 10 com Frequência de 5,07 HZ. | 122 |
| Figura 103: Modo de Vibração 11 com Frequência de 5,13 HZ. | 122 |
| Figura 104: Modo de Vibração 12 com Frequência de 7,49 HZ. | 123 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 1: Propriedades mecânicas dos aços estruturais padrão ABNT(NBR 8800:2008)..... | 18 |
| Tabela 2: Parâmetros para o cálculo de S_2 | 35 |
| Tabela 3: Valores mínimos do fator estatístico S_3 | 36 |
| Tabela 4: Coeficiente de arrasto C_a para fios e cabos com $l/d > 60$ | 39 |
| Tabela 5 : Cálculo dos Fatores S_2 por altura de Módulo da Torre..... | 64 |
| Tabela 6: Cálculo das Pressões Dinâmicas do Vento q | 65 |
| Tabela 7: Resultado para as Forças de Arrasto Perpendiculares às Faces da Torre. | 68 |
| Tabela 8: Resultado para as Forças de Arrasto Paralelas às Faces da Torre. | 69 |
| Tabela 9: Cálculo da velocidade Característica de vento para as Antenas Torres. | 70 |
| Tabela 10: Força de arrasto para as Antenas da Torre. | 70 |
| Tabela 11: Inclinação dos Cabos Ligados ao Pilar 1..... | 71 |
| Tabela 12 - Inclinação dos Cabos Ligados ao Pilar 2..... | 72 |
| Tabela 13 - Inclinação dos Cabos Ligados ao Pilar 3..... | 72 |
| Tabela 14 - Pressão dinâmica do vento nos cabos..... | 73 |
| Tabela 15 - Força de Arrasto para os cabos do Pilar 1. | 74 |
| Tabela 16 - Força de Arrasto para os Cabos do Pilar 2..... | 74 |
| Tabela 17 - Força de Arrasto para os Cabos do Pilar 3..... | 75 |
| Tabela 18: Peso Próprio em KN por Módulo da Torre para as Seções de Projeto..... | 101 |
| Tabela 19: Peso Próprio em KN por Módulo da Torre para a Seção Tubular Circular. | 101 |
| Tabela 20: Peso Próprio em KN por Módulo da Torre para Seção Tubular Quadrada. | 101 |
| Tabela 21: Valor Calculado do Gama-Z para seção de Projeto. | 102 |
| Tabela 22: Valor Calculado do Gama-Z para seção tubular circular. | 102 |
| Tabela 23: Valor Calculado do Gama-Z para seção tubular quadrada..... | 103 |
| Tabela 24: Tabela de Períodos e Frequências dos Modos de Vibração para seções de Projeto. | 104 |
| Tabela 25: Tabela de Períodos e Frequências dos Modos de Vibração para seção Tubular Circular..... | 110 |
| Tabela 26: Períodos e Frequências para os Modos de Vibração para Seção Tubular Quadrada. | 117 |
| Tabela 27: Tabela com as Frequências Naturais dos Modos de Vibração para os casos em estudo. | 123 |

SUMÁRIO

| | |
|--|------------|
| 1. INTRODUÇÃO..... | 13 |
| 1.1 Definição do Problema..... | 14 |
| 1.2 Justificativa..... | 14 |
| 1.3 Objetivos | 14 |
| 2. REVISÃO DE LITERATURA | 15 |
| 2.1 Considerações Sobre as Estruturas Metálicas | 15 |
| 2.2 O estudo das Vibrações Mecânicas..... | 22 |
| 2.3 Ações do vento e as considerações da NBR 6123 | 30 |
| 2.4 Estabilidade Global conforme a NBR 8800:2008..... | 39 |
| 2.5 Método de Elementos Finitos..... | 48 |
| 2.6 Análises através do software SAP 2000 | 49 |
| 3. MATERIAL E MÉTODOS | 52 |
| 3.1 Características da estrutura Analisada..... | 52 |
| 3.2 Procedimento de coleta e interpretação dos dados | 57 |
| 3.3 Cargas de Projeto..... | 58 |
| 3.4 Representação da Estrutura | 62 |
| 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO | 64 |
| 4.2 Dimensionamento segundo a AISC 360-10..... | 91 |
| 4.3 Verificação da Estabilidade Global da Estrutura | 100 |
| 4.4 Modos de Vibração da Estrutura | 104 |
| 5. CONCLUSÕES | 124 |
| 6. REFERÊNCIAS | 125 |

1. INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas estão sendo cada vez mais utilizadas, devido a sua agilidade na construção, menor peso próprio e economia em comparação as estruturas de concreto armado. Juntamente com o avanço da sua utilização e a preocupação com o desenvolvimento dos estudos das estruturas em aço, temos também o avanço da tecnologia, que está diretamente interligada ao avanço da transmissão da internet.

Desta forma a fabricação e construção de torres de telecomunicações têm sido um importante objeto de estudo atualmente. O conhecimento da atuação do vento neste tipo de estrutura é de extrema importância por tratar-se de estruturas esbeltas, pois ele poderá causar instabilidade na estrutura, caso ela seja mal dimensionada.

Segundo RAO 2009, as vibrações nas estruturas também são importantes para considerações de dimensionamento, pois elas afetam tanto no conforto de utilização do sistema estrutural, quanto na sua integridade. Em muitos países, a preocupação com o estudo de vibrações é ainda maior, devido ao fato da ocorrência de abalos sísmicos, que não é o caso do Brasil. Portanto, focaremos apenas nas vibrações produzidas pelo vento ou por frequências naturais, adotados para Torres de telecomunicação, onde os modos de vibração podem causar falhas ou interferências nas suas transmissões e conseqüentemente transtornos aos usuários.

Dentre as principais estruturas utilizadas para torres de telecomunicações as mais utilizadas no Brasil, são as estruturas treliçadas estaiadas, que possuem baixo peso próprio em comparação às estruturas de concreto armado e também por se tratarem de estruturas esbeltas, estão mais propícias à ocorrência de flambagem.

O trabalho foi dividido em 6 capítulos distintos. No capítulo 1, encontram-se a introdução, a definição do problema, a justificativa. O capítulo 2 apresenta a definição dos conceitos utilizados para o desenvolvimento deste trabalho em um referencial teórico, como por exemplo, os conceitos de vibrações mecânicas e do vento e os procedimentos de projeto para determinação da análise estática. Logo após, no Capítulo 3, determinou-se o processo para os resultados esperados, como a descrição da estrutura analisada e os cálculos de todas as cargas atuantes. No Capítulo 4, foi realizado a aplicação dos resultados no SAP 2000, para determinar as conclusões esperadas, descritas durante o capítulo 5. Por fim, o capítulo 6 contempla as Referências utilizadas para este estudo.

1.1 Definição do Problema

Qual a diferença dos modos de vibração em uma Torre estaiada de estrutura metálica treliçada e esbelta, a partir de seções transversais diferentes, analisando a estabilidade global, seus modos de vibração e frequências naturais a partir do software SAP 2000?

1.2 Justificativa

Este tipo de análise permite determinar os valores de deslocamentos, tensões e acelerações da estrutura que refletem os efeitos provocados pelas ações que serão pré determinadas. Desta forma, este estudo torna-se necessário para garantir que a execução do projeto estrutural atenda às solicitações que a estrutura estará submetida, analisando o seu comportamento com peças em seções diferentes, evitando gastos desnecessários.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho, é realizar a análise de estabilidade global de uma estrutura de torre de transmissão estaiada e avaliar os modos de vibração para casos com seções diferentes na composição da sua estrutura.

1.3.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos, são

- determinar a representação dos esforços das estruturas em estudo de acordo com as cargas que são submetidas, inserindo no software SAP 2000 e fazendo uma comparação dos resultados encontrados;
- fazer o comparativo dos cálculos da estrutura já existente aplicando diferentes seções transversais nas peças;
- estabelecer o parâmetro γ_z (Gama-z) para as diferentes seções, determinando as condições de Estabilidade Global;
- determinar os modos de vibrações e frequências naturais da estrutura quando já comparadas aos esforços de Estabilidade Global.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Considerações Sobre as Estruturas Metálicas

2.1.1 Histórico

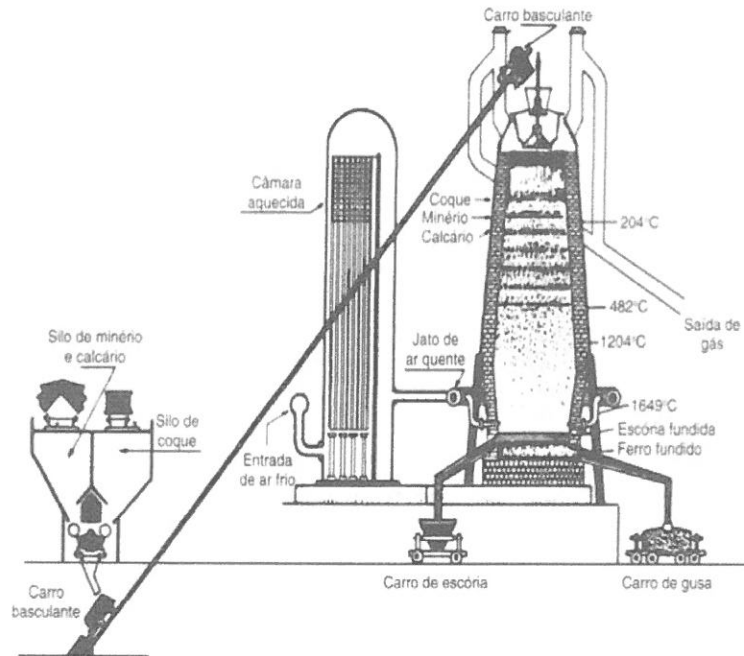
Os materiais metálicos, são a muito tempo, utilizados pelo homem, segundo PFEIL (2009,p.01), “O aço já era conhecido desde a Antiguidade. Não estava, porém, disponível a preços competitivos por falta de um processo industrial de fabricação.” Desta forma, o primeiro material siderúrgico aplicado em construções foi o ferro fundido, que prevaleceu durante muito tempo até ser substituído pelo ferro forjado.

De acordo com PFEIL, 2009, p.02:

Entre 1780 e 1820 construíram-se pontes em arco ou treliçadas, com elementos em ferro fundido trabalhando em compressão. (...) Em meados do século XIX declinou o uso do ferro fundido em favor do ferro forjado, que oferecia maior segurança. As obras mais importantes construídas entre 1850 e 1880 foram pontes ferroviárias em treliças de ferro forjado. Entretanto, o grande número de acidentes com estas obras tornou patente a necessidade de estudos mais aprofundados e de material de melhores características.

Considerando ainda o mesmo autor, o ferro fundido e o ferro forjado passaram a ser substituídos pelo aço, a partir do momento que foi possível obter a sua produção em grande escala, que teve seu princípio no ano de 1856, quando o inglês Henry Bessemer inventou um forno capaz de produzi-lo. Atualmente, o principal processo de fabricação do aço consiste na produção de ferro fundido no alto-forno e posterior refinamento em aço no conversor de oxigênio. O outro processo utilizado consiste em fundir sucata de ferro em forno elétrico cuja energia é fornecida por arcos voltaicos entre o ferro fundido e os eletrodos. Em ambos os processos, o objetivo é o refinamento do ferro fundido, ao qual são adicionados elementos de liga para produzir o aço especificado. O principal processo utilizado atualmente é o alto-forno, que está exemplificado na Figura 1:

Figura 1: Representação da fabricação de aço no alto forno.



Fonte: Pfeil (2009).

Segundo SCARPARI (2009), o Brasil na década de 20, começou a desenvolver a utilização do Aço, com a criação da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira. No final desta década, a produção de aço atingiu cerca de 96 mil toneladas. Com o decorrer do tempo, as construções em estruturas de aço foram evoluindo, possuindo hoje grande importância no ramo de construções.

Para Silva (2010) dentre as estruturas metálicas o aço é, além da mais versátil, a mais importante das ligas metálicas, sua produção mundial em 2006, foi superior a 1,249 bilhão de toneladas, cuja a participação brasileira foi de 31 milhões de toneladas. Cerca de cem países produzem aço, onde o Brasil já há algum tempo, é um dos dez maiores produtores mundiais.

2.1.2 Propriedades do aço

O aço e o ferro fundido são definidos como ligas de ferro e carbono adicionados a outros elementos residuais decorrentes do seu processo de fabricação. Todos os elementos adicionados durante este processo possuem o objetivo de melhorar as suas características físicas e mecânicas.

O percentual de carbono na liga que irá determinar a sua resistência, quanto maior for a concentração de carbono, maior será a resistência do aço, porém este, se torna mais frágil. PFEIL (2009) cita que os aços com menor concentração de carbono têm menor resistência à tração, porém são mais dúcteis, ou seja, possuem maior capacidade de deformação em sua fase elástica. Normalmente, os valores das resistências à ruptura por tração ou compressão dos aços utilizados em estruturas variam entre , desde 300 MPa até valores acima de 1200 MPa.

As propriedades mecânicas mais importantes dos aços definem seu comportamento quando submetidos a esforços mecânicos e correspondem às propriedades que determinam a sua capacidade de resistir e transmitir os esforços que estão sendo aplicados, sem que os mesmos se rompam ou tenham deformações excessivas (DIAS, 2006, *apud* SCARPARI, 2009).

De acordo com Pfeil (2009), tais propriedades estão relacionadas a seguir :

- Ductilidade: a capacidade de o material se deformar sob a ação das cargas submetidas;
- Fragilidade: oposto da ductilidade, o comportamento frágil é analisado pela iniciação da fratura e sua propagação, os materiais frágeis se rompem bruscamente, sem aviso prévio;
- Resiliência e tenacidade: se relacionam com a capacidade do metal de absorver energia mecânica;
- Dureza: Resistência ao risco ou abrasão;
- Efeito de temperatura elevada: as temperaturas elevadas modificam as propriedades físicas dos aços;
- Fadiga: caracterizada pelo aparecimento de fraturas que se propagam com a repetição de carregamentos;
- Corrosão: processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que se encontra exposto.

O mesmo autor, destaca as características físicas que são comuns a todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

- Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade $E = 205000$ Mpa;
- Coeficiente de Poisson $\nu=0,3$;

- Coeficiente de dilatação térmica $b=12 \times 10^{-6}$ por °C;
- Peso específico do aço igual a 77 KN/m³.

A Tabela 1, apresenta as características mecânicas dos aços estruturais de acordo com a padronização ABNT para perfis, chapas e tubos.

Tabela 1: Propriedades mecânicas dos aços estruturais padrão ABNT(NBR 8800:2008).

| Descrição | Classe/grau | f_y (MPa) | f_u (MPa) |
|---|--------------------|-------------|-------------|
| 1- Aços para perfis laminados para uso estrutural NBR 7007 | MR250 | 250 | 400-560 |
| | AR350 | 350 | 450 |
| | AR415 | 415 | 520 |
| | AR350-COR | 350 | 485 |
| 2- Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural NBR 6648 | CG-26 | 255 | 410 |
| | CG-28 | 275 | 440 |
| 3- Chapas finas de aço-carbono para uso estrutural (a frio/a quente) NBR 6649/NBR 6650 | CF-26 | 260/260 | 400/410 |
| | CF-28 | 280/280 | 440/440 |
| | CF-30 | -/300 | -/490 |
| 4-Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica NBR 5004 | G-30 | 300 | 415 |
| | G-35 | 345 | 450 |
| | G-42 | 415 | 520 |
| | G-45 | 450 | 550 |
| 5-Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica NBR 5004 | F-32/Q-32 | 310 | 410 |
| | F-35/Q-35 | 340 | 450 |
| | Q-40 | 380 | 480 |
| | Q-45 | 450 | 550 |
| 6- Chapas grossas de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais NBR 5008 | CGR 400 | 250 | 380 |
| | CGR 500 e CGR 500A | 370 | 490 |
| 7- Chapas finas de aço de baixa liga e alta | CFR 400 | -/250 | -/380 |

| | | | |
|---|----------------------|---------|---------|
| resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais (a frio/a quente) NBR 5920/ NBR 5921. | CFR 500 | 310/370 | 450/490 |
| 8- Perfil tubular de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular, quadrada ou retangular, para usos estruturais NBR 8261 | B - seção circular | 290 | 400 |
| | B - seção retangular | 317 | 400 |
| | C - seção circular | 317 | 427 |
| | C - seção retangular | 345 | 427 |

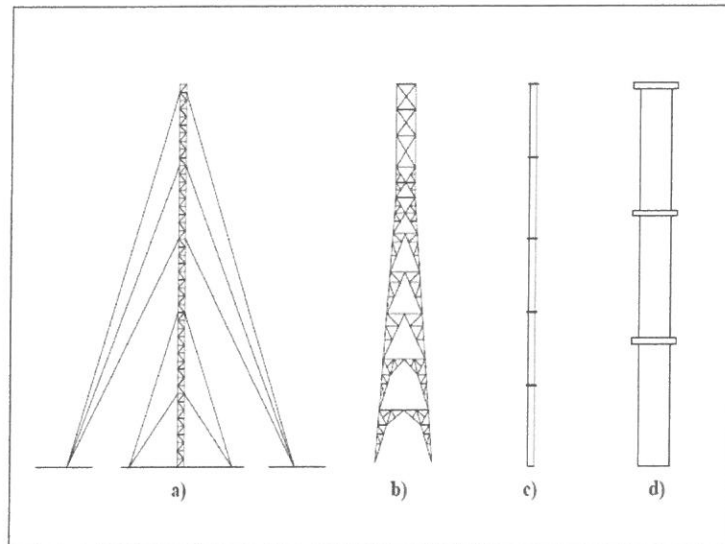
Fonte: Pfeil (2009).

As resistências de projeto de uma estrutura metálica são calculadas segundo a NBR 8800/2008, com base no método dos estados limites. Esta Norma estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no projeto à temperatura ambiente, e os seus princípios gerais aplicam-se às estruturas de edifícios destinados à habitação, de edifícios de usos comercial e industrial e de edifícios públicos. Aplicam-se também às estruturas de passarelas de pedestres e a suportes de equipamentos.

2.1.3 Estruturas de Torres metálicas de Transmissão

As torres de transmissão utilizadas para a sustentação de antenas variam de uma forma geral em sete formas básicas: Torres Estaiadas Quadradas, Torres Estaiadas Triangulares, Torres Autoportantes Quadradas, Torres Autoportantes Triangulares, Postes de Concreto ou Metálicos e Torres Tubulares (Concreto) (MENIN,2002).

Figura 2: Tipos de Torres de sustentação



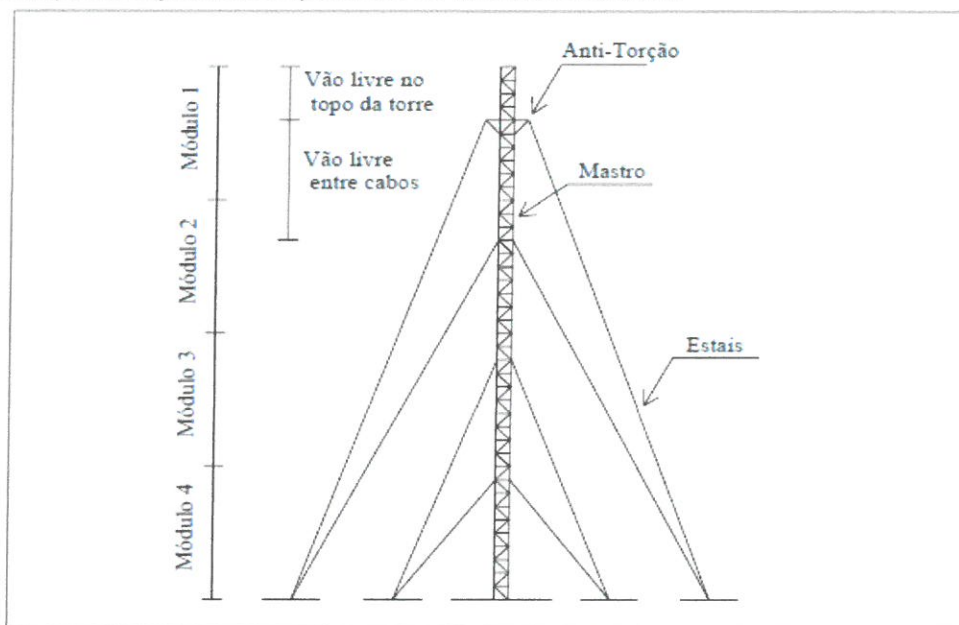
Fonte: Menin (2002).

A Figura 2 representa tais tipos de torres. A Figura 2-a, representa uma torre estaiada, que será a estrutura utilizada neste trabalho, as demais representações encontradas na Figura 2, representam a configuração das Torres autoportantes, em Postes de Concreto e Torres Tubulares respectivamente. A Torre Estaiada é constituída por um corpo metálico esbelto e modulado, chamado de mastro, fixo por estais ao longo de sua extensão. O seu corpo metálico é formado por módulos com cerca de 3 a 5 m cada, contendo montantes, diagonais, horizontais e barras de travamentos, com ligações aparafusadas ou soldadas, possuindo seção transversal quadrada ou triangular.

Menin (2002), cita que os estais são constituídos por cordoalhas de aço fixadas ao longo do mastro da estrutura e às fundações laterais de ancoragem. Estas torres são as mais econômicas e fáceis de montar, porém, exigem um terreno relativamente grande para sua instalação, na ordem de dez vezes a área daquele utilizado em uma estrutura autoportante de mesma altura, por isso são utilizadas facilmente em meios rurais

A Figura 3 apresenta a tipologia básica destas estruturas, indicando o mastro central constituído por quatro módulos numerados de cima para baixo, ao qual são ancorados os cabos ou estais. Próximo ao topo da estrutura existe um conjunto de barras que se projetam para fora, chamado de dispositivo anti-torção, entre este dispositivo e o topo da estrutura existe uma região sem pontos de ancoragem de cabos, destinada a colocação de antenas e sendo conhecida por vão livre no topo da torre (MENIN,2002).

Figura 3: Representação dos componentes de uma Torre Estaiada.



Fonte: MENIN,2002.

Segundo os procedimentos da Telebrás e os catálogos de fabricantes recomendam a utilização de cabos de aço de sete fios (1+6), com alma de aço e protegidos contra corrosão com capa protetora de zinco com diâmetro máximo de 16 mm. A maior parte da deformação estrutural dos cabos ocorrem nos primeiros dias ou semanas de serviço, isso irá depender da carga aplicada e pode ser quase totalmente removida através de um pré-estiramento, que consiste em submeter o cabo à uma força de tração de acordo com um programa de carregamento pré-determinado. Esta força é aplicada no local onde será implantada a torre.

De acordo com a norma canadense de torres CSA S37-94 *apud* Menin, 2002, o pré-tensionamento dos cabos na região da ancoragem na fundação lateral é normalmente definido como sendo em torno de 10% da capacidade resistente nominal do cabo, admitindo-se pré-tensionamentos entre os limites de 8 e 15%. Neste trabalho, foi admitido o limite de 15% para a aplicação do pré-tensionamento.

Para identificarmos as cargas devido aos equipamentos instalados na torre, foi necessário, um estudo de como se dá uma transmissão de internet via rádio. O caso estudado em projeto, trata-se de uma torre de transmissão repetidora de sinal de internet em Zona Rural.

Equipamentos que Compõem um Sistema de Repetidor são:

- Antena Doadora - Capta do Sinal que o enviará através de um cabo para o repetidor;
- Repetidor – Equipamento Bidirecional ativo (possui ganho e potência) responsável por amplificar e depois repetir o sinal;
- Antena Servidora – Antena que recebe o sinal amplificado do repetidor e que tem a função de transmitir para a área à ser irradiada.

2.2 O estudo das Vibrações Mecânicas

2.2.1 Histórico

De acordo com Rao (2009), a música era muito desenvolvida e muito apreciada pelo homem desde 4.000 a.c. mais precisamente, pelos chineses, hindus, japoneses e, talvez, pelos egípcios, e foi na música que as pessoas começaram a observar as vibrações. Seus estudos, tiveram início quando foram descobertos os primeiros instrumentos musicais, como por exemplo os apitos ou tambores. Muitas regras puderam ser observadas e definidas pela arte da música já na antiguidade, elas dificilmente poderiam ser consideradas uma ciência.

Os primeiros estudiosos da área de vibração concentraram seus esforços no entendimento de fenômenos naturais e no desenvolvimento de teorias matemáticas para descrever a vibração de sistemas físicos.

Já no século XX, características aleatórias dos fenômenos de vibrações foram então, observados em terremotos, ventos, transporte de mercadorias em veículos sobre rodas e ruído de foguetes e motores a jato. A partir disto, tornou-se necessário elaborar conceitos e métodos de análise de vibração para esses efeitos aleatórios.

Como apontado em Rao (2009), p.04, estes estudos tiveram seu avanço da seguinte forma:

Embora Einstein considerasse o movimento browniano um tipo particular de vibração aleatória, já em 1905, nenhuma aplicação foi investigada até 1930. A introdução da função de correlação por Taylor em 1920 e da densidade espectral por Wiener e Khinchin no início da década de 1930 abriram novas perspectivas para o progresso da teoria de vibrações aleatórias. Artigos publicados por Lin e Rice entre 1943 e 1945 pavimentaram o caminho para a aplicação de vibrações aleatórias a problemas práticos de engenharia. As monografias de Crandall e Mark e Robson sintetizaram o conhecimento existente da teoria de vibrações aleatórias.

Para o mesmo autor, até 30 anos atrás os estudos de vibrações, mesmo os que tratavam de complexos sistemas de engenharia eram realizados com a utilização de modelos grosseiros, com apenas alguns graus de liberdade. Foi na década de 50, que com o advento de computadores digitais de alta velocidade possibilitou-se o tratamento de sistemas de moderada complexidade e a geração de soluções aproximadas em forma semidefinida recorrendo a métodos clássicos de solução, porém com a utilização de avaliação numérica de certos termos que não podem ser expressos em forma fechada.

Mais recentemente, muitas investigações foram motivadas pelas aplicações da vibração na área da engenharia, como projeto de máquinas, fundações, estruturas, motores, turbinas e sistemas de controle. O desenvolvimento do método do elemento finito habilitou os engenheiros a usar computadores digitais para realizar análises numericamente detalhadas de vibrações de sistemas mecânicos, veiculares e estruturais complexos que apresentam milhares de graus de liberdade.

Para torres de transmissão, a análise de vibrações mecânicas é importante, por se tratar de uma estrutura metálica esbelta que devido às cargas de vento, podem sofrer importantes atuações de vibrações em sua estrutura.

2.2.2 A importância dos estudos de vibrações

Para Rao (2009) a maioria das atividades humanas envolve vibração de uma forma ou de outra. Por exemplo, ouvimos porque nossos tímpanos vibram, e vemos porque as ondas de luz sofrem vibração. Nas estruturas de engenharia, as vibrações mecânicas são observadas, através das ações do vento, ou no caso de vibrações harmônicas em pontes ou em lajes de edifícios.

Segundo Veloza (2009), as vibrações estão presentes na maioria das máquinas e estruturas porém, são indesejáveis, já que causam movimentos desnecessários, ruídos e tensões dinâmicas que dependendo podem até levar uma estrutura à ruptura, podem também causar desconforto e sensação de insegurança para os usuários e perdas de energia.

Resumidamente, Rao (2009) explica que, a transmissão de vibração a seres humanos resulta em desconforto e perda de eficiência. A vibração e o ruído gerado por motores causam aborrecimento às pessoas, e às vezes, danos à propriedade. A vibração de painéis de

instrumentos pode provocar mau funcionamento ou dificultar a leitura dos medidores. Assim, uma das finalidades importantes de estudar vibração é reduzi-la por meio do projeto adequado de máquinas e de seus suportes.

Apesar de seus efeitos danosos, a vibração pode ser utilizada a favor em várias aplicações industriais e de consumo. Na verdade, as aplicações de equipamentos vibratórios aumentaram consideravelmente nos últimos anos. Por exemplo, a vibração entra em ação em esteiras transportadoras, tremonhas peneiras, compactadores, máquinas de lavar, escovas de dentes elétricas, brocas odontológicas, relógios e unidades de massagem elétrica, todos equipamentos vibratórios. A vibração também é usada em bate-estacas, testes vibratórios de materiais, processos vibratórios de acabamento e circuitos eletrônicos na filtragem de frequências indesejadas.

2.2.3 Características das vibrações

Vibração ou oscilação é denominado como qualquer movimento que se repita após um intervalo de tempo, como por exemplo o balançar de um pêndulo e o movimento de uma corda dedilhada. A teoria de vibração trata do estudo de movimentos oscilatórios de corpos e as forças associadas a eles (RAO, 2009).

Veloza (2009) cita que as vibrações podem ser classificadas nos seguintes tipos:

- Vibrações Amortecidas: existe a presença de forças restauradoras, dependendo se o amortecimento for muito grande podem nem ocorrer vibrações;
- Vibrações não Amortecidas: não existe nenhuma força restauradora;
- Vibrações forçadas: Ações devido a uma força periódica aplicada ao sistema.

Dentre os fatores mais importantes que ocasionam vibrações em estruturas destacam-se:

- Ação dinâmica do vento;
- Ações sísmicas;
- Carregamentos desbalanceados;
- Movimentação de veículos;
- Movimentos devidos ao caminhar e dançar de público.

Quando tratamos de uma análise de vibração em estruturas, uma das vertentes principais é a análise modal, pois é através da sua realização que se obtêm os modos de vibração da estrutura e as correspondentes frequências de vibração, os quais constituem parâmetros essenciais para a caracterização dinâmica de uma estrutura (DIAS, 2007)

De acordo com Hivoss (2007) o comportamento dinâmico de uma estrutura pode em muitos casos ser descrito através de um conjunto de modos de vibração, em número igual ao número de graus de liberdade utilizados na sua descrição. Cada modo de vibração traduz uma configuração deformada da estrutura e é caracterizada pela duração de tempo T (s), o período da oscilação. A frequência natural (f) representa o inverso do período e traduz a frequência de oscilação livre de um sistema que não é continuamente atuado por uma fonte de excitação.

As diferentes frequências naturais de um sistema são em geral ordenadas pela quantidade de energia ativada durante a oscilação. Assim a primeira frequência natural é a frequência associada ao mais baixo nível de energia ativada durante a oscilação e é portanto, aquela que mais provavelmente será ativada durante a vibração.

A expressão (1), representa a frequência natural de um sistema de um grau de liberdade é:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1)$$

Onde,

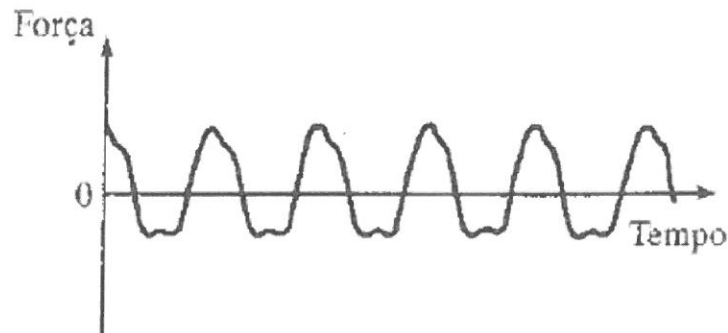
k representa a rigidez e m representa a massa.

Para Rao (2009) se o valor da força que está agindo sobre um sistema vibratório for conhecido a qualquer dado instante, a excitação ou força é denominada determinística, resultando também em uma vibração determinística.

Já a excitação é não determinística ou aleatória, ocorre quando o valor da excitação em dado instante não pode ser previsto, resultando em uma vibração aleatória. Nesses casos, um grande número de registros da excitação pode exibir alguma regularidade estatística, sendo possível estimar médias como os valores médios e valores médios ao quadrado da excitação. Podemos citar como exemplo de excitações aleatórias a velocidade do vento. A resposta de um sistema vibratório aleatório só pode ser descrita em termos de

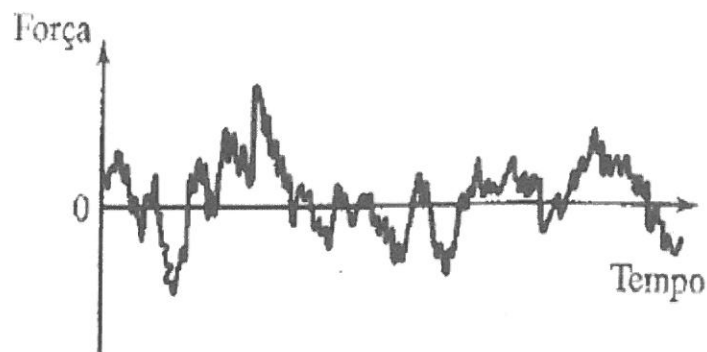
quantidades estatísticas. As Figura 4 e Figura 5, demonstram os diferentes comportamentos de uma excitação determinística e aleatória.

Figura 4: Representação gráfica de uma excitação determinística



Fonte: Rao (2009).

Figura 5: Representação gráfica de uma excitação aleatória.



Fonte: Rao (2009).

Vários métodos analíticos e numéricos foram desenvolvidos para calcular as frequências naturais e formas modais de sistemas com vários graus de liberdade, que são: a fórmula de Dunkerley, o método de Rayleigh, o método de Holze, o método de iteração matricial e o método de Jacobi. Neste trabalho iremos obter as respostas dos modos de vibração através do software SAP 2000, que obtém as formas modais através do Método de Iteração Matricial.

Para realizar a análise modal é comum a utilização de softwares como o SAP 2000, por se tratar de uma análise mais precisa do que normalmente a manual, devido a modelagem matemática para a resolução destes sistemas envolve uma imensa quantidade de equações diferenciais matriciais.

2.2.4 Frequências Naturais

Para se analisar a vibração de sistemas contínuos é necessário a solução de equações diferenciais parciais, porém ainda não existem soluções analíticas para muitas equações diferenciais parciais. Por outro lado, a análise muitos graus de liberdade requer a solução de um conjunto de equações diferenciais ordinárias, o que é relativamente simples. Por consequência, para simplicidade da análise, sistemas contínuos são frequentemente aproximados como sistemas com vários graus de liberdade (RAO, 2009).

Por exemplo, há uma única equação de movimento para cada grau de liberdade; se forem usadas coordenadas generalizadas, há uma única coordenada generalizada para cada grau de liberdade. As equações de movimento podem ser obtidas da segunda lei do movimento de Newton com a utilização dos coeficientes de influência de rigidez do elemento. Todavia costuma ser mais conveniente deduzir as equações de movimento de um sistema com muitos graus de liberdade utilizando equações de Lagrange.

Rao (2009) explica que há n frequências naturais, cada uma associada à sua própria forma modal quando um sistema tem n graus de liberdade. O método para determinar as frequências naturais pela equação característica obtida igualando o determinante a zero também aplica-se a esses sistemas. Contudo à medida que o número de graus de liberdade aumenta, a solução da equação característica torna-se mais complexa. As formas modais exibem uma propriedade conhecida como ortogonalidade, que muitas vezes, permite-nos simplificar a análise de sistemas com vários graus de liberdade. A obtenção dessas frequências naturais servirão como base para saber se pode haver risco de ressonância na estrutura pelo efeito de ventos. A ressonância é o fenômeno em que um sistema vibratório ou força externa conduz outro sistema a oscilar com maior amplitude em frequências específicas, conhecidas como frequências ressonantes ou frequências naturais do sistema.

Rao (2009), descreve como podem ser calculadas as frequências naturais fundamentais, a partir das equações de movimento.

As equações de movimento são dadas pela expressão (2):

$$[m]\ddot{\vec{X}} + [k]\vec{X} = \vec{X} \quad (2)$$

Se as coordenadas generalizadas x_i forem as mesmas que as dos deslocamentos reais (físicos), a matriz de massa $[m]$ é uma matriz diagonal. A solução da Expressão (2) corresponde à vibração livre não amortecida do sistema sob a forma de deslocamentos iniciais ou velocidades iniciais ou ambos, ele vibra indefinidamente porque não há nenhuma dissipação de energia, então podemos admitir a sua solução representado na expressão (3):

$$x_i(t) = X_i T(t), \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

Onde X_i é uma constante e T é função do tempo t . a expressão (3) mostra que a razão entre as amplitudes das duas coordenadas $\frac{x_i(t)}{x_j(t)}$ é independente do tempo. Em termos físicos, isso significa que todas as coordenadas têm movimentos síncronos. A configuração do sistema não muda de forma durante o movimento, mas sua amplitude muda. A Configuração do sistema é dada pelo vetor representado na expressão (4):

$$\vec{X} = \begin{pmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_n \end{pmatrix} \quad (4)$$

É conhecida como forma modal do sistema. Substituindo a expressão (3) que pode ser também escrita em forma escalar com n equações separadas que resultarão na expressão (5):

$$T(t) = C_1 \cos(\omega t + \phi) \quad (5)$$

Onde C_1 e ϕ são constantes conhecidas como amplitude e ângulo de fase, respectivamente. Esta expressão mostra que todas as coordenadas podem executar um movimento harmônico com a mesma frequência ω e o mesmo ângulo de fase ϕ . Todavia, a frequência ω não pode assumir um valor arbitrário. Por isso é necessário uma solução não trivial da Expressão (6) pela expressão (7):

$$[[k] - \omega^2 [m]] \vec{X} = \vec{0} \quad (6)$$

$$\Delta = |k_{ij} - \omega^2 m_{ij}| = |[k] - \omega^2 [m]| = 0 \quad (7)$$

A expressão (6) representa o que é conhecido como problema de autovalor ou valor característico, e a expressão (7) é denominada equação característica, ω^2 é conhecida como autovalor ou valor característico e ω é chamada de frequência natural do sistema. Se $\omega^2_1, \omega^2_2, \dots, \omega^2_n$ denotarem as n raízes em ordem ascendente de magnitude, suas raízes quadradas positivas dão as n frequências naturais do sistema $\omega_1 \leq \omega_2 \leq \dots \omega_n$ o valor mais baixo ω_1 é denominado frequência fundamental ou primeira frequência natural em geral todas as frequências naturais ω_1 são distintas, embora alguns casos duas frequências naturais possam ter o mesmo valor.

Um método elementar para a resolução do problema de autovalor, é a solução da equação característica ou polinomial. A expressão (6) também poderá ser expressa como na equação (8):

$$[\lambda[k] - [m]]\vec{X} = \vec{0} \quad (8)$$

Onde $\lambda = \omega^2$; pré multiplicando a expressão (8) por $[k]^{-1}$ obteremos a expressão (9):

$$\lambda[I]\vec{X} = [D]\vec{X} \quad (9)$$

Onde [I] é a matriz identidade e [D] é denominada como matriz dinâmica expressa na equação (10). A expressão (9) é conhecida como problema padrão de autovalor. Para uma situação de \vec{X} não trivial o determinante característico deve ser zero como mostrado na expressão (11).

$$[D] = [k]^{-1}[m] \quad (10)$$

$$\Delta = |\lambda [I] - [D]| = 0 \quad (11)$$

Com expansão, a Expressão (11) dá um polinomial de n-ésimo grau conhecida como equação característica ou equação de frequência (RAO,2009).

2.2.5 Método de Iteração Matricial

Rao (2009) explica que o Método de Iteração Matricial, considera que as frequências naturais são distintas e bem separadas, de modo que $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$. A iteração é iniciada com a seleção de um vetor experimental X_1 (vetor), que então é pré-multiplicado pela matriz dinâmica [D]. Em seguida, o vetor coluna resultante é normalizado, geralmente fazendo um de seus componentes igual à unidade. O vetor coluna normalizado é pré-multiplicado por [D] para obter um terceiro vetor coluna, que é normalizado do mesmo modo que antes e torna-se ainda outro vetor coluna experimental. O processo é repetido até que os vetores colunas normalizados sucessivo sucessivos convirjam para um vetor comum: o auto vetor fundamental. O fator de normalização dá o maior valor de $\lambda = \frac{1}{\omega^2}$, isto é, a menor frequência, ou frequência natural fundamental.

Logo, podemos determinar a frequência natural fundamental ω_1 pode ser determinada pela razão entre quaisquer dois correspondentes vetores X_r e X_{r+1} , como apresentado na expressão (12):

$$\omega_1^2 \cong \frac{X_{i,r}}{X_{i,r+1}} \text{ para qualquer } i = 1, 2, \dots, n \quad (12)$$

2.3 Ações do vento e as considerações da NBR 6123

O cálculo da carga de vento baseiam-se na NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações. Esta norma fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento para efeitos de cálculo de edificações, neste trabalho foi considerado apenas a ação estática do vento.

As forças estáticas devidas ao vento são as principais forças atuantes em estruturas metálicas esbeltas.

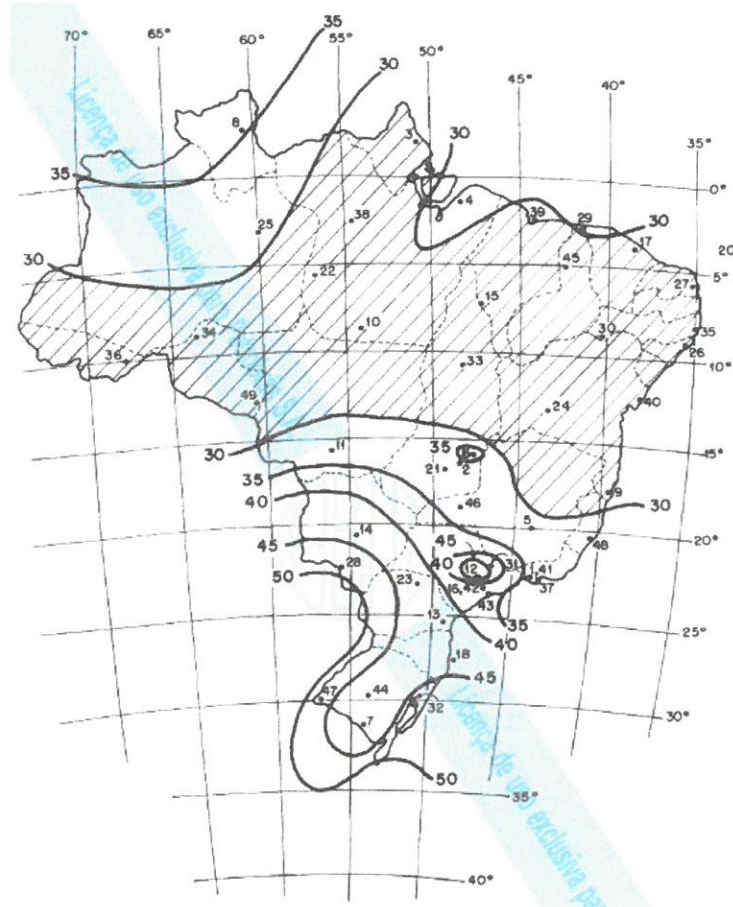
De acordo com Bronzatto (2008), o procedimento de cálculo das forças de vento em estruturas de torres para telecomunicações envolve a determinação de parâmetros como a velocidade do vento, rugosidade e topografia do terreno e coeficientes de arrasto médio. Será detalhado então tal procedimento.

2.3.1 Velocidade Característica do Vento

Segundo a NBR 6123:1988, a velocidade básica do vento V_0 é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

De modo prático a velocidade básica do vento é um fator determinado através do mapa das isopletas representado na Figura 6. Esse mapa é resultado de anos de pesquisa, onde foram determinadas as velocidades máximas médias do terreno para todo o território brasileiro. Desta forma, V_0 será adequada ao local onde a estrutura será construída.

Figura 6: Mapa de Isopletas do território brasileiro.



Fonte: NBR 6123:1988.

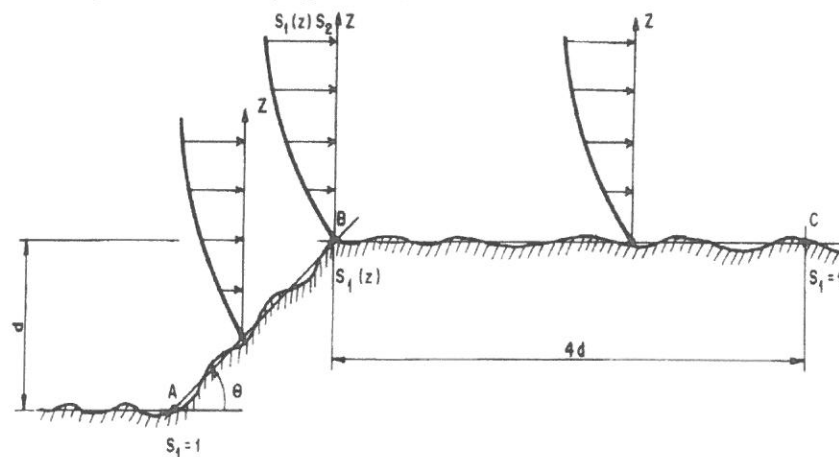
A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores topográficos, de rugosidade e estatísticos para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k .

2.3.1.1 Fator Topográfico do Terreno

Conforme a NBR 6123:1988, o fator S_1 é um fator que leva em consideração as características topográficas do terreno. Ele é determinado da seguinte forma:

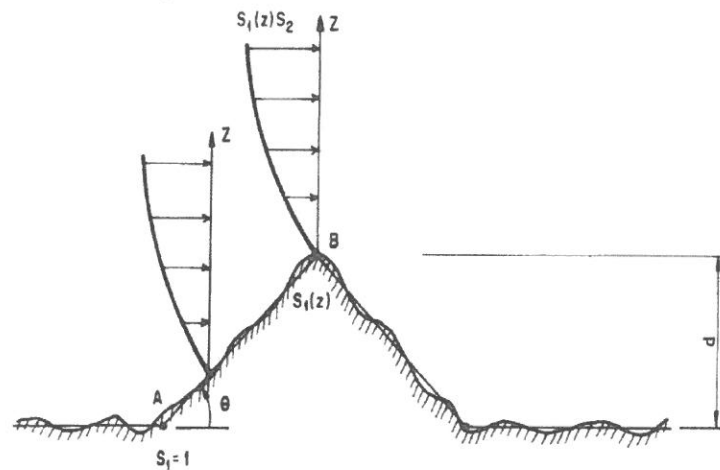
- Para terrenos planos ou pouco acidentados: 1,00;
- Taludes e Morros: Figura 7 e Figura 8;
- Para vales protegidos do vento em qualquer direção: 0,90.

Figura 7: Representação do Fator Topográfico S_1 em Taludes.



Fonte NBR 6123:1988

Figura 8: Representação do Fator Topográfico S_1 para Morros.



Fonte NBR 6123:1988

2.3.1.2 Fator de Rugosidade do Terreno

Ainda segundo os parâmetros da NBR 6123:1988, o fator S_2 é um fator que leva em consideração a combinação entre a rugosidade do terreno, variação da velocidade de acordo com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação.

Em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior.

Desta forma, a norma subdivide-se de acordo com as características de rugosidade do terreno, 5 diferentes categorias que são:

- Categoria I: Superfícies lisas, com mais de 5Km de extensão, tais como mares, lagos;
- Categoria II: Superfícies planas ou levemente inclinadas, com poucos obstáculos, tais como zonas costeiras planas, fazendas sem sebes ou muros;
- Categoria III: Superfícies planas ou onduladas, com obstáculos e edificações baixas e esparsas, tais como subúrbios com distância considerável do centro com poucas casas e esparsa;
- Categoria IV: Terrenos com muitos obstáculos e pouco espaçados, tais como subúrbios densos de grandes cidades;
- Categoria V: Terrenos com muitos obstáculos, pouco espaçados e altos, tais como centros de grandes cidades.

Levando em consideração as dimensões da edificação temos as Classes:

- Classe A: A maior dimensão da edificação, horizontal ou vertical, menor que 20m;
- Classe B: A maior dimensão da edificação, vertical ou horizontal, entre 20 e 50m;
- Classe C: A maior dimensão da edificação, vertical ou horizontal, maior que 50m.

Após, determinar a categoria do terreno e a classe da edificação, os valores de S_2 serão calculados através da expressão (13) de acordo com a altura z da edificação.

$$S_2 = b \times Fr \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (13)$$

Os valores de B , Fr e P foram obtidos utilizando na Tabela 2.

Tabela 2: Parâmetros para o cálculo de S2.

| 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 |
| | | P | 0,085 | 0,090 | 0,100 |
| III | 350 | 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.

2.3.1.3 Fator Estatístico

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Segundo a definição, a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados, são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S_3 são os indicados na Tabela 3.

Tabela 3: Valores mínimos do fator estatístico S3

| GRUPO | DESCRIÇÃO | S3 |
|-------|---|------|
| 1 | Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.) | 1,1 |
| 2 | Edificações para hotéis e residências. edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação comércio e indústria com alto fator de ocupação | 1 |
| 3 | Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.) | 0,95 |
| 4 | Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.) | 0,88 |
| 5 | Edificações temporárias. estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção | 0,83 |

Fonte: NBR 6123:1988.

Com os valores obtidos é então obtido o valor de V_k pela expressão (14):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (14)$$

2.3.2 Forças Estáticas devidas ao vento

Para Hauch (2010) a força do vento sobre uma estrutura parcialmente executada depende do método e da sequência da sua construção. Portanto, as forças estáticas devidas ao vento são determinadas do seguinte modo:

- Determina-se a velocidade básica do vento, V_0 , adequada ao local onde a estrutura será construída;
- A velocidade básica do vento é então multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k conforme a expressão(15):

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão (5), com unidades SI com q em N/m^2 e V_k em m/s :

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (15)$$

- A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a é obtida pela expressão (6):

$$F_a = C_a q A_s \quad (16)$$

Onde:

C_a = coeficiente de arrasto;

A_e =área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.

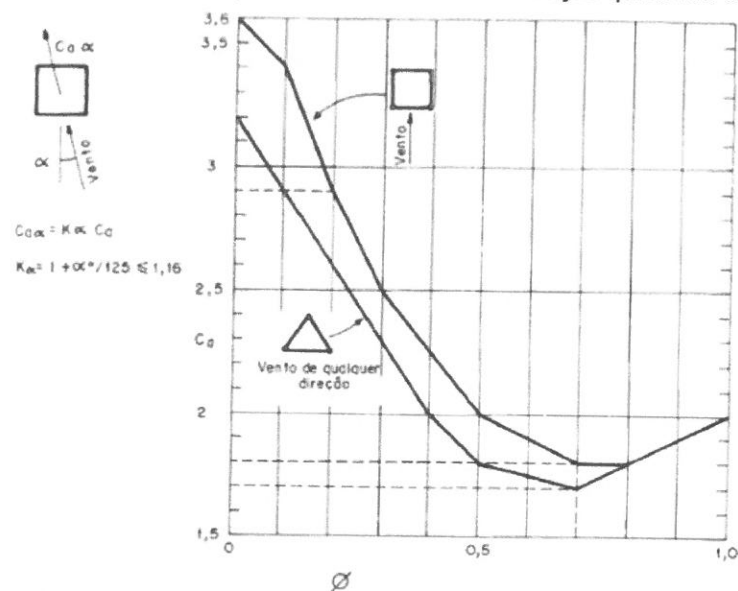
2.3.3 Coeficiente de arrasto

Segundo a NBR 6123 :1988 a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo. É possível calcular as forças a partir de coeficientes de pressão ou coeficientes de força. Esses coeficientes têm valores definidos para diferentes tipos de edificação, que foram obtidos através de ensaios experimentais em túneis de vento.

Para Carvalho & Pinheiro (2009), esse coeficiente é usado na avaliação da força global na estrutura, variando de 0,7 a 2,2, dependendo da forma da estrutura que será construída. Iremos relatar sobre os cálculos dos coeficientes para Torres reticuladas triangular equilátera e para cabos.

A NBR 6123:1988 cita que para Torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera, com reticulados iguais em todas as faces, constituídas por barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredondados, os valores do coeficiente de arrasto, C_a , para vento incidindo perpendicularmente a uma das faces, são fornecidos no gráfico da Figura 9.

Figura 9: Coeficiente de arrasto, C_a , para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera.



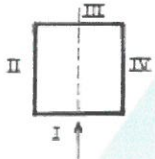
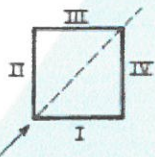
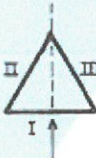

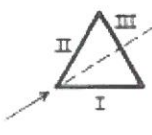
Fonte: NBR 6123:1988.

A força do vento nesse tipo de estrutura poderá ser admitida constante para qualquer ângulo de incidência do vento.

No caso de torres reticuladas constituídas por barras prismáticas de faces planas e/ou por barras de seção circular de um ou mais diâmetros diferentes, os respectivos coeficientes são aplicados proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras. O índice de área exposta refere-se sempre ao conjunto de todas as barras de uma das faces da torre.

As componentes da força de arrasto, F_a , nas faces da torre, são obtidas multiplicando F_a , pelos valores dados na Figura 10: Componentes de Força de Arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera.

Figura 10: Componentes de Força de Arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera.

| Direção do vento | | Face I | Face II | Face III | Face IV |
|---|---|--------------------|---------|-----------------------|---------|
|  | n | $\frac{l}{l+\eta}$ | 0 | $\frac{\eta}{l+\eta}$ | 0 |
| | t | 0 | 0 | 0 | 0 |
|  | n | 0,20 | 0,20 | 0,15 | 0,15 |
| | t | 0,20 | 0,20 | 0,15 | 0,15 |
|  | n | 0,57 | 0,11 | 0,11 | — |
| | t | 0 | 0,19 | 0,19 | — |
|  | n | 0,50 | 0 | 0,37 | — |
| | t | 0,29 | 0 | 0,21 | — |
|  | n | 0,14 | 0,14 | 0,43 | — |
| | t | 0,25 | 0,25 | 0 | — |
| n : componente perpendicular à face t : componente paralela à face | | | | | |

Fonte: NBR 6123:1988.

Segundo a NBR 6123:1988, tratando-se de cabos e fios os coeficientes de arrasto dependem do valor do número de Reynolds e são dados pela Tabela 4. A força de arrasto para fios ou cabos perpendiculares à direção do vento é calculada pela expressão (17):

$$F_a = C_a q l d \quad (17)$$

Onde:

C_a = Coeficiente de arrasto;

Q = pressão dinâmica do vento;

l = comprimento do fio ou cabo;

D = diâmetro do círculo circunscrito da seção do fio ou cabo.

Tabela 4: Coeficiente de arrasto C_a para fios e cabos com $l/d > 60$.

| Regime do fluxo ($Re = 70000 V_k.d$) | Coeficiente de arrasto, C_a , para : | | | |
|---|--|--|---|---|
| | Fio Liso | Fio Moderadamente liso (galvanizado ou pintado) | Cabos torcidos de fios finos $r'/d \leq$ 1/30 | Cabos torcidos de fios finos $r'/d \geq$ 1/25 |
| $Re \leq 2,5 \cdot 10^4$ | - | - | 1,2 | 1,3 |
| $Re \geq 4,2 \cdot 10^4$ | - | - | 0,9 | 1,1 |
| $Re \leq 2,5 \cdot 10^5$ | 1,2 | 1,2 | - | - |
| $Re \leq 2,5 \cdot 10^5$ | 0,5 | 0,7 | - | - |

Fonte: NBR 6123:1988

2.4 Estabilidade Global conforme a NBR 8800:2008

De acordo com a NBR 8800:2008, o objetivo de uma análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando efetuar verificações de estados-limites últimos e de serviço. E esta análise estrutural deverá ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes.

Esta Norma define os princípios gerais que regem o projeto à temperatura ambiente das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações, incluindo passarela de pedestres e suportes de equipamentos.

2.4.1 Tipos de análise

Os tipos de análises segundo a NBR 8800:2008 se diferenciam em:

- Análise elástica de primeira ordem;
- Análise elástica de segunda ordem;
- Análise inelástica de primeira ordem;
- Análise inelástica de segunda ordem.

Teles, Junior & Quinan (2016) diz que a análise de primeira ordem tem como base a consideração da estrutura indeformada para se obter os esforços solicitantes, sendo assim possuem como hipótese pequenos deslocamentos, que não são suficientes para causar alguma alteração significativa na estrutura, logo esse tipo de análise vale o princípio da superposição dos efeitos.

Ainda para os mesmos autores na análise de segunda ordem os deslocamentos do equilíbrio são encontrados através da estrutura deformada. Esse tipo de análise é obrigatório para estudo da estabilidade da estrutura. Desse modo, define-se linearidade geométrica como a proporcionalidade entre os esforços aplicados e os deslocamentos angulares ou lineares. Logo, a não linearidade geométrica é usada em análises de segunda ordem.

Contudo, cada uma dessas análises pode considerar a ocorrência ou não da plastificação do material. Caso não ocorra, a análise é elástica, pois o material possui uma linearidade física que obedece a Lei de Hooke. A análise é inelástica quando o material não obedece essa lei, ou seja, ocorre sua plastificação (Teles, Junior & Quinan (2016)).

2.2.5.2 Coeficiente Gama-Z (γ_z)

O γ_z é um parâmetro utilizado para avaliar a instabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado. Também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem (MONCAYO, 2011).

Assim como o parâmetro γ_z é utilizado para classificar a estrutura quantos a deslocabilidade dos nós, sendo considerado de nós fixos ou moveis ao ser comparado a um valor limite.

Para o item 15.5.3 da NBR 6118 (2014), o coeficiente Gama-Z faz a avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, sendo validos para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. O γ_z pode ser determinado a partir dos resultados

de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez. O valor para cada combinação de carregamento é dado pela equação (18).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (18)$$

Sendo:

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

$$M_{1,tot,d} = \sum (F_{H_{id}} x_i) \quad (19)$$

Em que $F_{H_{id}}$ é a Força horizontal em cada módulo de altura e x_i a distância da base da estrutura ao ponto de aplicação da força.

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

$$\Delta M_{tot,d} = \sum (P_{id} Y_i) \quad (20)$$

Em que P_{id} é a Força Vertical no nó do módulo (kn) e Y_i é deslocamento horizontal.

“Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida à condição $\gamma_z \leq 1,1$ ” (NBR 6118, 2014, p. 105). Se o coeficiente $\gamma_z > 1,1$, a estrutura é então considerada de nós móveis e se faz necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem globais.

A NBR 6118 (2014, p. 106) no item 15.7.2 prescreve que “uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem e 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$ ”.

Franco e Vasconcelos (1991 apud MONCAYO, 2011) estabeleceram um limite de 1,2 para o valor de γz . Porém Pinto, Corrêa e Ramalho (2005 apud MONCAYO, 2011) chegaram a uma conclusão, em que o limite de 1,2 pode ser um pouco conservador, podendo se estender o limite do coeficiente γz próximo a 1,25 e 1,3, devendo ser evitados valores acima disso.

Carmo (1995), em sua pesquisa, reafirmando as afirmações de Franco e Vasconcelos (1991), concluiu que majorar os esforços horizontais de primeira ordem somente por γz é satisfatório. Pinto (1997) também obteve resultados de que a majoração dos esforços por γz gera resultados satisfatórios até o limite de 1,2. Lima (2001) concluiu que a majoração por 0,95. γz não conduz a bons resultados, principalmente nos pavimentos inferiores, pois a variação dos efeitos de segunda ordem é bastante significativa ao longo da altura da edificação. Por outro lado, a majoração com γz , mostrou-se bastante satisfatória e mais eficiente. Igualmente, Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) concluíram também que o uso do valor integral de γz como majorador resulta melhores estimativas para os efeitos de segunda ordem.

Segundo Moncayo (2011), se o $\gamma z > 1,3$ ou $\gamma z < 1$ a estrutura é considerada instável. Na prática, encontrado valor superior a este limite, dever-se utilizar outros métodos de análise para que seja levado em conta o efeito da deslocabilidade da estrutura, ou então tentar contornar o problema enrijecendo a estrutura de modo que obtenha valores de γz abaixo de 1,3.

De acordo com Moncayo (2011) o coeficiente é válido para estruturas de no mínimo quatro andares, devido a pressuposição de estrutura com pavimentos tipo, idênticos, com regularidade dos elementos estruturais de um piso ao outro (característica menos comum em edifícios com até quatro pavimentos) que é considerado no cálculo de γz .

Para tanto, na avaliação da estabilidade global de estrutura de até quatro pavimentos quanto à deslocabilidade dos nós é recomendável utilizar o parâmetro α , e a obtenção dos esforços de segunda ordem utilizando outros métodos mais rigorosos, caso a estrutura seja considerada de nós móveis (MONCAYO, 2011).

2.4.2 Determinação dos esforços solicitantes para estados limites últimos

Segundo a norma NBR 8800:2008, devem ser considerados os estados-limites últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS). Enquanto os estados-limites últimos se referem à segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional, os estados-limites de serviço se referem ao desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

De acordo com a referida Norma, o método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada.

Levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço, deve ser considerada em uma análise estrutural a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, classificadas como. Essas ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da estrutura. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante.

As ações permanentes podem ser classificadas em diretas e indiretas. Nas diretas, são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos próprios dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Já nas indiretas, são constituídas por deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

As ações variáveis são as que apresentam variações significativas durante a vida útil da estrutura. Elas são comumente causadas pelo uso da estrutura, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

2.4.2.1 Condições relativas aos estados-limites últimos (ELU)

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação aos esforços atuantes, as condições de segurança tomam a seguinte forma:

$$R_d \geq S_d \quad (21)$$

Onde S_d são os valores de cálculo dos esforços atuantes, obtidos com base nas combinações últimas de ações e R_d são os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

2.4.2.2 Condições relativas aos estados-limites de serviço (ELS)

As condições usuais referentes aos estados-limites de serviço são expressas pela seguinte desigualdade:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (22)$$

Onde S_{ser} são os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações e S_{lim} são os valores-limites adotados para esses efeitos.

Estruturas de grande deslocabilidade exigem uma análise mais rigorosa. Desse modo, é necessário levar em conta a não-linearidade geométrica e do material. Por sua vez cabe ao projetista estrutural decidir pelo melhor método que englobe o que já foi citado. Entretanto a norma NBR 8800:2008 permite adotar os critérios usados das estruturas de média deslocabilidade com um adendo, a obrigatoriedade de que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adotados nas combinações ultimas em que atuem ações variáveis devido ao vento.

2.4.3 Combinações últimas

De acordo com a NBR 8681:2003, as ações permanentes podem ser classificadas em diretas e indiretas. As ações dos elementos de construção do tipo peso próprio, peso dos equipamentos permanentes de construção e de outros tipos de ações permanentes sobre elas aplicadas. Já as ações permanentes indiretas são as ações do tipo protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

Ações variáveis são as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenagem, de impacto e centrífugo, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Ações variáveis são classificadas em normais ou especiais.

Consideram-se como ações excepcionais ações tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

Probst (2013) diz que as ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

Durante o período de vida de uma construção ela está sujeita a vários tipos de carregamentos, que podem ser classificados em carregamento normal, especial e excepcional.

- Carregamento normal: são os carregamentos que devem ser considerados por toda vida útil da estrutura, tanto para verificação dos estados últimos quanto ao de utilização.
- Carregamento especial: são carregamentos considerados transitórios, com duração curta em relação à duração da vida útil da estrutura. São considerados em geral apenas para a verificação dos estados limites últimos.
- Carregamento excepcional: O carregamento excepcional é transitório, com duração da segurança em relação ao estado limite último, através de uma única combinação última excepcional de ações.

Neste trabalho, iremos considerar apenas as combinações para carregamentos normais.

2.4.3.1 Critérios de Combinação das Ações

Para a verificação da segurança quanto aos estados limites, devem ser consideradas todas as combinações ações desfavoráveis que possam acarretar efeitos na estrutura. As ações permanentes devem ser totalmente consideradas, já as ações variáveis devem ser consideradas as que produzem efeitos desfavoráveis.

As combinações últimas normais de ações são aquelas que decorrem do uso específico da estrutura. Devem ser consideradas todas as combinações para quantas forem às cargas variáveis, sendo alternadas entre principal e secundária. Em cada combinação devem ser feitas as devidas considerações de ponderação para cada tipo de carregamento. A expressão que representa essas combinações é apresentada a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{g,j,k} + \gamma_q \left[F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n [\psi_{0j} F_{qj,k}] \right] \quad (23)$$

Onde $F_{G_i,k}$ corresponde aos valores característicos das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ representa o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação $F_{Qj,k}$ corresponde aos valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Os valores de γ_g , γ_q e ψ_0 são obtidos através das Figuras Figura 11, Figura 12 e Figura 13.

Figura 11: Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

| Combinação | Tipo de ação | Efeito | |
|---------------------------|--|--------------|-----------|
| | | Desfavorável | Favorável |
| Normal | Peso próprio de estruturas metálicas | 1,25 | 1,0 |
| | Peso próprio de estruturas pré-moldadas | 1,30 | 1,0 |
| | Peso próprio de estruturas moldadas no local | 1,35 | 1,0 |
| | Elementos construtivos industrializados ¹⁾ | 1,35 | 1,0 |
| | Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i> | 1,40 | 1,0 |
| | Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾ | 1,50 | 1,0 |
| Especial ou de construção | Peso próprio de estruturas metálicas | 1,15 | 1,0 |
| | Peso próprio de estruturas pré-moldadas | 1,20 | 1,0 |
| | Peso próprio de estruturas moldadas no local | 1,25 | 1,0 |
| | Elementos construtivos industrializados ¹⁾ | 1,25 | 1,0 |
| | Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i> | 1,30 | 1,0 |
| | Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾ | 1,40 | 1,0 |
| Excepcional | Peso próprio de estruturas metálicas | 1,10 | 1,0 |
| | Peso próprio de estruturas pré-moldadas | 1,15 | 1,0 |
| | Peso próprio de estruturas moldadas no local | 1,15 | 1,0 |
| | Elementos construtivos industrializados ¹⁾ | 1,15 | 1,0 |
| | Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i> | 1,20 | 1,0 |
| | Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾ | 1,30 | 1,0 |

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: NBR 8681:2003

Figura 12: Ações Variáveis consideradas separadamente.

| Combinação | Tipo de ação | Coefficiente de ponderação |
|---------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| Normal | Ações truncadas ¹⁾ | 1,2 |
| | Efeito de temperatura | 1,2 |
| | Ação do vento | 1,4 |
| | Ações variáveis em geral | 1,5 |
| Especial ou de construção | Ações truncadas ¹⁾ | 1,1 |
| | Efeito de temperatura | 1,0 |
| | Ação do vento | 1,2 |
| | Ações variáveis em geral | 1,3 |
| Excepcional | Ações variáveis em geral | 1,0 |

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Fonte: NBR 8681:2003

Figura 13: Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis.

| Ações | ψ_0 | ψ_1 | $\psi_2^{3), 4)}$ |
|---|----------|----------|-------------------|
| Cargas acidentais de edifícios | | | |
| Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾ | 0,5 | 0,4 | 0,3 |
| Locais em que há predominância de pesos e equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾ | 0,7 | 0,6 | 0,4 |
| Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens | 0,8 | 0,7 | 0,6 |
| Vento | | | |
| Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral | 0,6 | 0,3 | 0 |
| Temperatura | | | |
| Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local | 0,6 | 0,5 | 0,3 |
| Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos | | | |
| Passarelas de pedestres | 0,6 | 0,4 | 0,3 |
| Pontes rodoviárias | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Pontes ferroviárias não especializadas | 0,8 | 0,7 | 0,5 |
| Pontes ferroviárias especializadas | 1,0 | 1,0 | 0,6 |
| Vigas de rolamentos de pontes rolantes | 1,0 | 0,8 | 0,5 |

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Fonte: NBR 8681:2003

2.5 Método de Elementos Finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é uma técnica numérica utilizada em várias áreas do conhecimento, inclusive na análise estrutural. É um método que só passou a ser difundido a partir da evolução dos computadores, pois permite automatizar e processar computacionalmente os dados (PINHO & MORAES, 2014).

Este Método aproxima a análise de diversos fenômenos físicos que ocorrem em meios contínuos e são descritos através de equações diferenciais parciais, com determinadas condições de contorno e possivelmente com condições iniciais (Souza, 2003).

PINHO & MORAES (2014) explicam que muitos fenômenos em engenharia e ciências podem ser descritos em termos de equações diferenciais parciais. Do ponto de vista da engenharia, o MEF é um método para resolver problemas tais como análise de tensões, transferência de calor, escoamento de fluidos e eletromagnetismo, por simulações de computador.

Mota (2013), diz que a principal ideia é dividir o domínio do problema em sub-regiões de geometria simples (formato triangular, quadrilateral, cúbico, etc.). Essas sub-regiões recebem o nome de elementos finitos. Os nós da estrutura conectam os elementos finitos utilizados na subdivisão do domínio do problema, assim diversos tipos de elementos finitos já foram desenvolvidos. A precisão do método depende de alguns fatores como: a quantidade de nós (refinamento da malha); o tipo de elemento; e as funções de interpolação. Desta forma, um dos aspectos mais importantes do MEF diz respeito à sua convergência, quanto menor for o tamanho e maior for o número de elementos em uma determinada malha, mais precisos serão os resultados da análise.

Desta forma, o método torna-se uma importante definição para a área de análise estrutural, bastante utilizado para análise em estruturas metálicas para a modelagem das ligações dos elementos. Assim, softwares de análise estrutural via método dos elementos finitos vêm tornando-se ferramentas importantes em diversas pesquisas, tais como o ABAQUS, o ANSYS e o SAP (PINHO & MORAES, 2014).

2.6 Análises através do software SAP 2000

Segundo Mota (2013) o SAP, é um programa de análise estrutural fundamentado em elementos finitos, capaz de efetuar análises estáticas e dinâmicas dos mais diversos tipos de estruturas, oferecendo uma interface gráfica e intuitiva que facilita a entrada de dados e a visualização dos resultados pelo usuário.

Este programa possui uma biblioteca de elementos predefinidos, que devem ser escolhidos adequadamente de acordo com a estrutura a ser modelada, onde o usuário define parâmetros tais como resistências dos materiais, dimensões das barras, carregamentos e restrições, para a geração automática de matrizes locais e globais, vetores de conectividade e combinações de carregamento (MOTA, 2013).

Desta forma, os resultados são apresentados de forma conveniente, com diagramas, cortes e animações, facilitando a compreensão do comportamento da estrutura. Foi utilizado neste trabalho, funções específicas do SAP para os cálculos das cargas de vento baseados na norma americana ASCE 07-10 e também dimensionamentos segundo uma norma também americana AISC 360-10.

2.6.1 Esforços de vento segundo o SAP 2000

O manual do SAP 2000 (Versão 19) explica que as cargas de vento automáticas para ASCE 7-10 permitem a especificação da geração de cargas de vento em objetos de linha (estrutura) para uso em estruturas abertas ou em rede, se a opção para incluir objetos de quadro estiver marcada, as cargas de vento serão geradas em cada objeto de linha que tenha sido atribuído parâmetros de vento, como foi desenvolvido neste trabalho. A Figura 14, indica o campo de preenchimento dos parâmetros necessários que o usuário deverá preencher para o desenvolvimento dos cálculos.

Figura 14: Inclusão dos parâmetros do SAP 2000 para s cálculos das cargas de vento pela ASCE 1-10.

The screenshot shows the 'ASCE 7-10 Wind Load Pattern' dialog box. It is organized into four main sections:

- Exposure and Pressure Coefficients:** Contains three radio buttons: 'Exposure from Extents of Rigid Diaphragms' (unselected), 'Exposure from Frame and Area Objects' (selected), and 'Include Area Objects' (unselected). There is also a checked checkbox for 'Include Frame Objects (Open Structure)'.
- Wind Exposure Parameters:** Includes input fields for 'Wind Direction Angle' (0), 'Windward Coeff, Cp', 'Leeeward Coeff, Cp', 'Case (ASCE 7-10 Fig. 27.4-8)', 'e1 Ratio (ASCE 7-10 Fig. 27.4-8)', and 'e2 Ratio (ASCE 7-10 Fig. 27.4-8)'. A 'Modify/Show Exposure Widths...' button is located below these fields.
- Wind Coefficients:** Features input fields for 'Wind Speed (mph)' (76,056), 'Exposure Type' (C), 'Topographical Factor, Kzt' (1), 'Gust Factor' (0,95), 'Directionality Factor, Kd' (0,85), and 'Solid / Gross Area Ratio' (0,7).
- Exposure Height:** Contains radio buttons for 'Program Calculated' (selected) and 'User Specified' (unselected). It also has 'Reset Defaults', 'OK', and 'Cancel' buttons.

Fonte: O autor.

O padrão de carga do vento deve ser definido antes de atribuir os parâmetros do vento aos objetos do quadro. Ao atribuir estrutura de carga de estrutura aberta parâmetros de vento permite a especificação de três itens:

- o objeto da moldura é ou não é carregado pelo vento;
- A espessura do gelo, se houver;
- E o coeficiente de força do tecido de malha metálica, (Cf).

A espessura malha metálica para a carga do vento afeta a área do objeto de linha a ser carregado e tem um valor padrão de "Programa Determinado". O Cf, também possui um valor padrão de "Programa Determinado". As cargas de vento calculadas em um objeto de linha são baseados na altura do ponto da estrutura (SAP2000, V.19).

Sete ou oito coeficientes de vento são introduzidos para cargas de vento ASCE 7-10, dependendo do tipo de exposição. Eles são a velocidade básica do vento em milhas por hora (mph), a categoria de exposição, o fator topográfico, Kzt, o fator de rajada, G, o fator de direcionalidade, kd e a relação área sólida / bruta se os objetos do quadro estiverem

expostos ao vento Cargas. Esses fatores serão compatibilizados com os fatores S_1 , S_2 e S_3 e com o cálculo do índice de área exposta da estrutura de acordo com a NBR 6123:1988.

2.6.2 Dimensionamento pela ANSI/ASCI 360-10

O dimensionamento ou verificação das barras de aço poderá ser feito perfeitamente pelo programa SAP 2000. O programa possui um manual que explica o desenvolvimento deste procedimento. A iniciação do processo do dimensionamento, juntamente com o controle de vários parâmetros pode ser realizada usando o menu "Design". Os dados iniciais para a realização da análise, como as propriedades dos materiais e as forças atuantes na estruturas, fica a cargo do usuário .

As opções de design das barras de aço pela AISC 360-10 incluem o uso do método de análise direta, pois ele pode capturar os efeitos P-Delta, desde que o usuário especifique que uma análise P-Delta não linear será realizada.

Para cada combinação inserida pelo usuário, os elementos da estrutura serão verificados em vários locais (estações) ao longo do seu comprimento a uma distância de 0,5m cada. O usuário pode substituir o número de estações em antes da análise ser executada aperfeiçoando o dimensionamento.

Para verificar a adequação de uma seção transversal pertencente a estrutura, o programa verifica os índices de demanda/capacidade (D/C) em um número predefinido de estações para cada combinação de carga de projeto, que indicam os Estados Limites de Serviço e Últimos da estrutura como explicado na NBR 8800:2008.

Se a taxa de capacidade permanecer inferior ou igual ao limite da relação D/C, que é um número próximo a 1,0, e se a seção passar todos os requisitos especiais, a seção é considerada adequada, senão a seção é considerada como sendo falha. O limite da relação D/C é tomado como 0,7 por padrão.

3. MATERIAL E MÉTODOS

Esta é uma pesquisa teórica com estudo de caso, tratando-se de um estudo de aplicação de teorias em um projeto estrutural genérico a ser estudado. Quanto ao objeto da pesquisa, trata-se de uma pesquisa bibliográfica em virtude de ser elaborada a partir de materiais já publicados.

A pesquisa pode ser dividida em três etapas: cálculo das ações do vento, análise dinâmica da estrutura e verificação da estabilidade global. Para o desenvolvimento dos cálculos serão consideradas as seguintes influências:

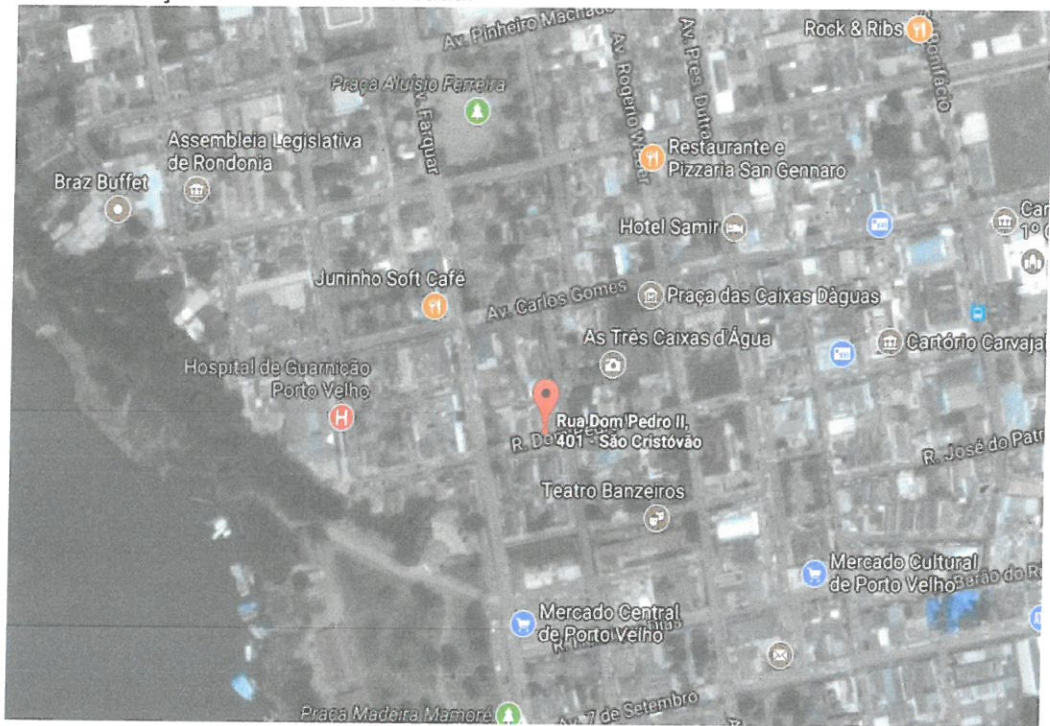
- a) Cargas permanentes;
- b) Cargas acidentais;
- c) Temperatura;
- d) Vento;

Os métodos para cada uma das ações consideradas serão descritos nos subitens deste capítulo.

3.1 Características da estrutura Analisada

A estrutura analisada será de uma Torre treliçada estaiada de 60 metros de altura composta por 20 módulos de Seção Reta Triangular com lado de 51 cm. Localizada na Rua Dom Pedro II, 401, Centro em Porto Velho, Rondônia e está dentro de uma propriedade privada, possuindo a função de fornecimento de internet via rádio na Zona Rural de Porto Velho, Rondônia. Devido às condições local de construção, será admitida uma localização em terreno plano e em uma região com baixa densidade populacional. As Figura 15 e Figura 16 indicam a localização da Torre que será usada neste estudo.

Figura 15: Localização da Estrutura Analisada.



Fonte: Google Earth.

Figura 16: Localização da Torre.



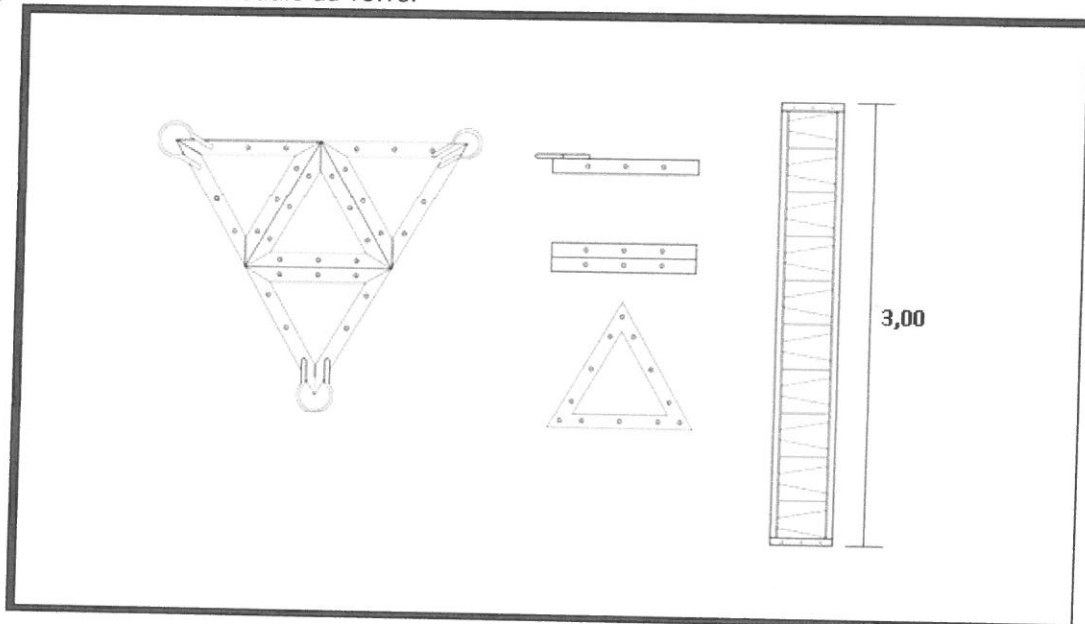
Fonte: Google Earth.

3.1.1 Estrutura do Mastro central da Torre

A Torre possui um Peso de 95,00 Kg/Módulo e uma Carga Prevista de 150,00 Kg, sendo todas as suas peças são de Ferro Galvanizado.

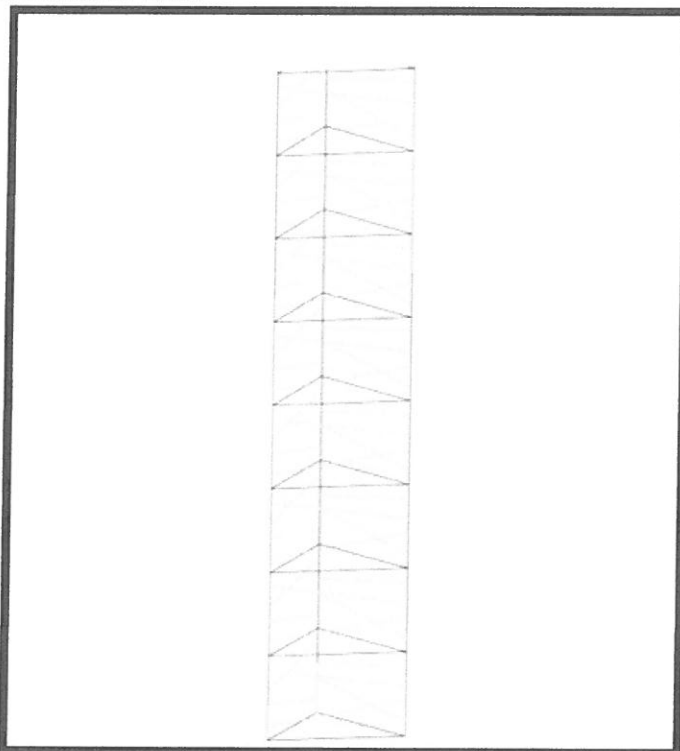
O mastro central da torre estaiada em estudo é constituído por 20 módulos de três metros cada. Os módulos, são subdivididos em seções compostas por barras (perfis estruturais) com ligações feitas por soldadas ou parafusos que, de acordo com o seu posicionamento e função são chamadas de: montantes, horizontais, diagonais e barras de travamento interno, apresentadas na Figura 17 e Figura 18:

Figura 17: Detalhe do módulo da Torre.



Fonte: Responsável Técnico Kuelson Randello.

Figura 18: Vista 3D do Módulo da Torre.



Fonte: Responsável Técnico Kuelson Randello.

Desta forma, os módulos são constituídos por:

- 3 Perfis verticais em ângulo de 60°, com 3,00 m de comprimento cada, espessura de 5,00 mm e largura de 4,00 cm;
- 9 reforços paralelos aos lados da seção reta construídos cada um com perfil em ângulo de 90°, comprimento de 51 cm, espessura de 5,00 mm e largura de 2,5 cm;
- 10 reforços paralelos construídos em mecânico de 15 mm de diâmetro, fixados entre os 9 reforços inclinados com relação a eles de 17° tendo comprimento de 53,00 cm;
- Dispositivos Anti-Torsores: 2 instalados a 30 m e 57 m cada um com peso de 45 Kg respectivamente.

As ligações entre as peças componentes da estrutura devem ser feitas por soldas ou por meio de parafusos com diâmetro mínimo, de 12,5 mm.

Os anti-torsores, como o nome já diz, são instalados com o objetivo de absorver os esforços de torção, e no caso de torres com mais de 60 metros de altura é recomendado o

uso de dois destes dispositivos , sendo um próximo ao topo e o outro à meia altura da estrutura como ocorre na estrutura estudada. A Figura 19, exibe um dispositivo anti-torção acompanhado de um detalhe da sua extremidade.

Figura 19: Representação de um dispositivo anti-torsor.

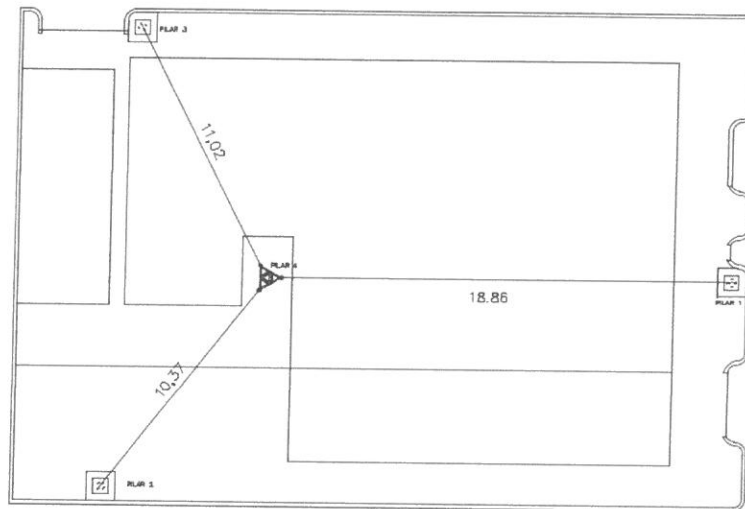


Fonte: Under-linux.org.

3.1.2 CABOS DE ESTAIS

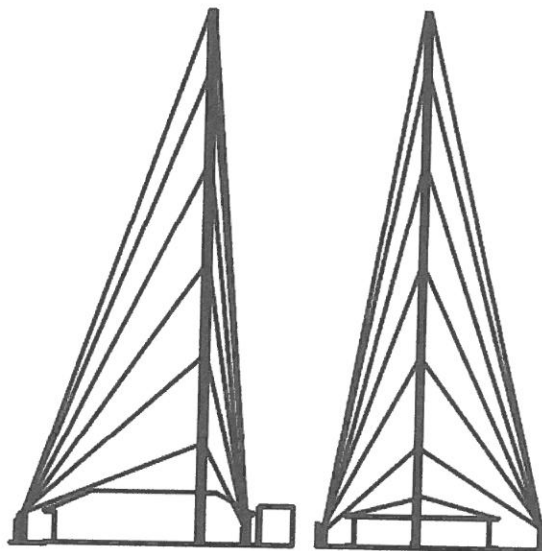
A estrutura possui 18 cabos de estais, com 6 cabos a alturas diferentes, distribuídos pelos 3 pilares conforme demonstrado nas Figuras Figura 20 - Vista em Planta Baixa. e Figura 21.

Figura 20 - Vista em Planta Baixa.



Fonte: Responsável Técnico Kuelson Randello.

Figura 21: Vistas Laterais da Torre



Fonte: Responsável Técnico Kuelson Randello.

3.2 Procedimento de coleta e interpretação dos dados

Os dados foram coletados através do projeto fornecido pelo Responsável Técnico da construção da torre. Para cálculo das ações do vento será consultada a norma NBR 6123:1988, além de aplicar essa pesquisa a região do Estado de Rondônia, local que foi desenvolvido o projeto, do qual será consultado os dados climáticos e topográficos da região.

Serão propostas as seguintes situações:

- Situação I – Vento a 0°;
- Situação II – Vento a 30°;
- Situação III – Vento a 60°.

3.2.1 Propriedades Mecânicas utilizadas

O aço utilizado foi o ASTM A572 GRAU 50, com resistência ao escoamento de $f_y=345$ MPa e resistência à ruptura de $f_u=450$ MPa.

As seguintes propriedades do material foram utilizadas na análise da torre:

- Peso específico: $7,6973 \times 10^{-5}$ kN/cm³;
- Módulo de elasticidade: 200.000 MPa;
- Coeficiente de Poisson: 0,3.

A Figura 22 representa os valores de coeficientes de ponderação para os aços estruturais:

Figura 22: Valores dos coeficientes de ponderação das resistências.

| Combinações | Aço estrutural ^a | | Concreto γ_c | Aço das armaduras γ_s |
|----------------------------|--|--------------------------|------------------------|---------------------------------|
| | γ_a | | | |
| | Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1} | Ruptura γ_{a2} | | |
| Normais | 1,10 | 1,35 | 1,40 | 1,15 |
| Especiais ou de construção | 1,10 | 1,35 | 1,20 | 1,15 |
| Excepcionais | 1,00 | 1,15 | 1,20 | 1,00 |

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: NBR 8800:2003.

3.3 Cargas de Projeto

3.3.1 Ações permanentes

Para torres estaiadas de telecomunicações, o documento 240-410-600/1997, da Telebrás, cita as seguintes cargas permanentes:

- a) Peso próprio da estrutura;
- b) Peso das estruturas suporte de cabos e antenas;
- c) Peso dos acessórios.

d) Peso Próprio da estrutura será demonstrado diretamente utilizando o SAP 2000.

3.3.2 Ações variáveis

Para a torre em estudo, de acordo com o documento 240-410-600/1997, da Telebrás, considera-se, como cargas acidentais, o peso do pessoal de manutenção, equivalente a 2 pessoas de 70 kg, e o peso de equipamentos auxiliares para instalação de antenas, de 150kg. Em relação à temperatura, deve ser considerada a Temperatura média para a cidade de Porto Velho, Rondônia de 25° C.

3.3.3 Cargas devido aos equipamentos da Torre

As antenas Doadora e servidora serão instaladas na torre, enquanto o equipamento repetidor de sinal estará localizado em uma casa de transmissão.

Como demonstrado na Figura 23, a torre serve como repetidora de sinal de uma estação base operadora. Para a sua instalação, é necessário também levar em consideração, os obstáculos naturais em questão. É por este motivo que tais torres exigem grandes alturas.

Figura 23: Processo de funcionamento de transmissão da Torre.



Fonte: Escola da Tecnologia.

No topo da torre é instalado uma Antena Omnidirecional que servirá para a transmissão da internet via rádio. A antena utilizada possui 1 metro de altura e 25mm de diâmetro do mastro. A Figura 24, exibe o modelo de antena Omnidirecional:

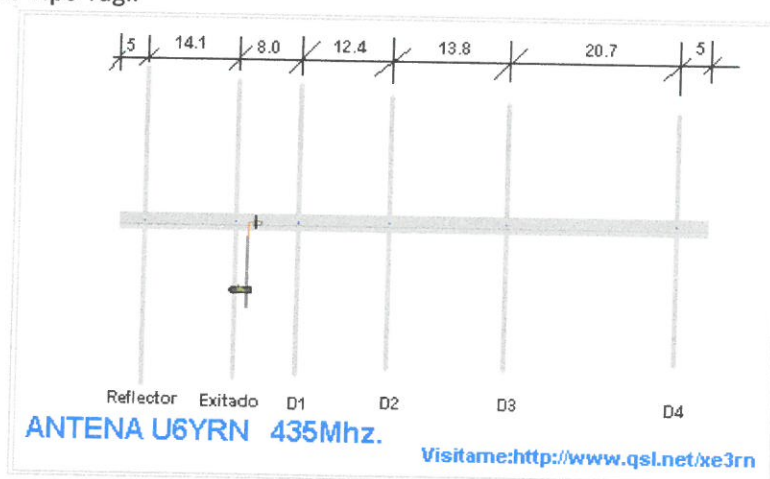
Figura 24: Modelo Antena Omnidirecional.



Fonte:OIW Telecom Solutions.

Foi utilizada também uma antena receptora do sinal, conhecida como antena do tipo Yagi, que está representada na Figura 25, juntamente com as suas dimensões em centímetros.

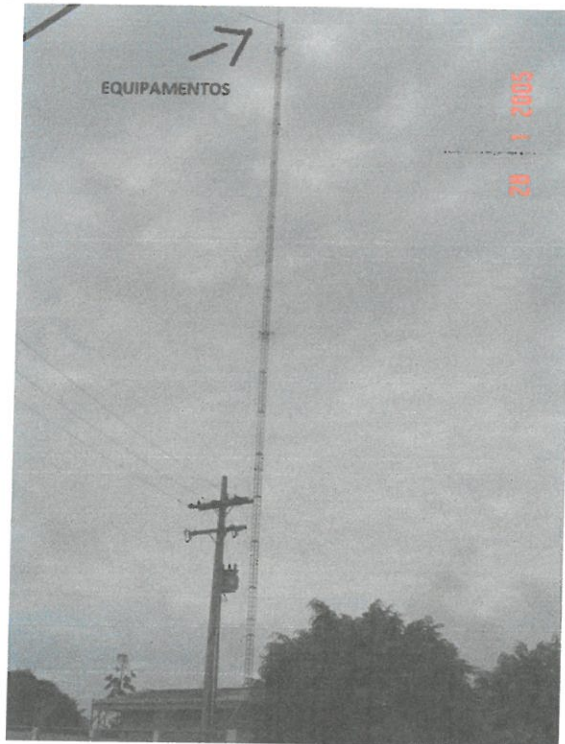
Figura 25: Antena do Tipo Yagi.



Fonte: QSL.net.

A localização dos equipamentos pode ser observada na Figura 26, uma imagem real de autoria do responsável técnico do projeto.

Figura 26 : Imagem real da Torre.



Fonte: Responsável técnico.

3.3.4 Cargas devidas ao vento

Como discorrido no decorrer do capítulo 3 deste trabalho, o cálculo das cargas de vento atuantes na Torre será desenvolvido de acordo com a NBR 6123:1988. Foi realizado separadamente para o mastro central da torre, para as antenas, e para os cabos dos estais.

Foram aplicadas também, as forças de vento automaticamente pelo SAP de acordo com a ASCE 7-10. Primeiramente, é necessário que se faça uma compatibilização entre os parâmetros da NBR 6123 com esta norma americana.

A velocidade básica do vento local, foi convertida de m/s para mph (milhas por hora), a rugosidade de superfície que mais se identifica com a categoria II da norma brasileira é a C. O fator topográfico kzt é praticamente idêntico ao fator S_1 da NBR. Portanto kzt é 1,0. E o Fator Estatístico $S3$, é equivalente ao "Gust Factor" de 0,95. Os campos deverão ser preenchidos conforme a Figura 14.

3.3.5 Combinações de Serviço

Para a verificação da segurança em relação aos possíveis estados limites, para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura.

As ações permanentes são consideradas em sua totalidade. Das ações variáveis, são consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança que no caso são consideradas como principais, as cargas de vento.

As ações incluídas em cada uma destas combinações devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação das ações.

Devem ser considerados os seguintes critérios:

- a) ações permanentes devem figurar em todas as combinações de ações;
- b) ações variáveis nas combinações últimas normais: em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico F_k ; as demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 F_k$;

Nossa análise trata-se de uma Combinação última normal. A estrutura terá como incidência forças devidos ao peso próprio da estrutura, peso dos equipamentos e pessoas para manutenção e instalação, temperatura e principalmente as cargas devido ao vento.

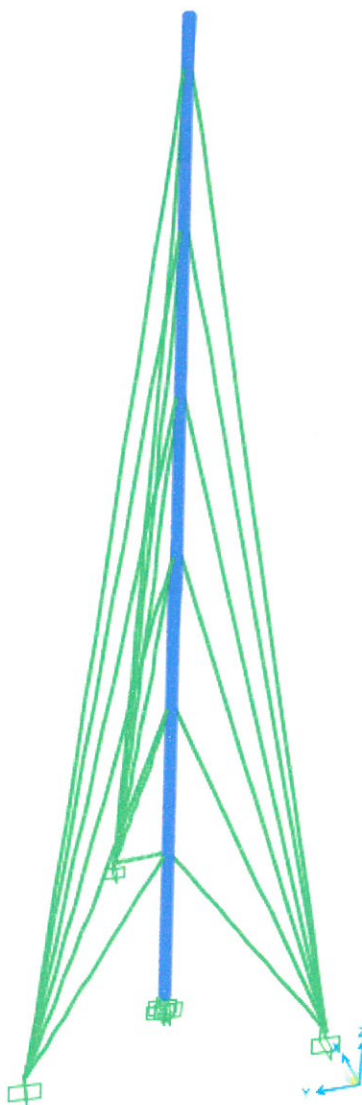
3.3.6 Frequências Naturais dos Modos de Vibração

As Frequências Naturais para a estrutura foram encontradas através de Tabelas geradas pelo SAP 2000. Foram obtidas as respostas das frequências para 12 modos de vibração.

3.4 Representação da Estrutura

Com os dados em projeto e os esforços atuantes calculados, finalmente, é possível desenvolver os resultados a serem encontrados. Primeiramente foi feito a representação da estrutura com o auxílio do software AutoCad, para que possa ser importado pelo SAP 2000 como representado na Figura 27.

Figura 27 - Representação da Estrutura no Software SAP 2000.



Fonte: O autor.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Cargas de vento para o mastro central da torre

Como explicado no item 2.3, deste trabalho, iniciaremos os cálculos determinadas a velocidade característica do vento, para a região da cidade de Porto Velho, a partir do mapa de Isoplefas Figura 6, teremos uma velocidade básica $V_0 = 34$ m/s.

- O fator Topográfico $S_1 = 1,0$, pois o projeto referido foi construído em um terreno plano;
- O fator estatístico $S_3 = 0,95$, considerando a situação de projeto do grupo 3, conforme as Tabela 3 e Tabela 5;
- Os cálculos do fator de rugosidade e dimensões da edificação S_2 , está representado na Tabela 5, abaixo:

Tabela 5 : Cálculo dos Fatores S_2 por altura de Módulo da Torre.

| Módulo | Altura (m) | B | Fr | P | S^2 |
|--------|------------|------|------|-----|-------|
| 1 | 3 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 0,830 |
| 2 | 6 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 0,900 |
| 3 | 9 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 0,930 |
| 4 | 12 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 0,960 |
| 5 | 15 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 0,979 |
| 6 | 18 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 0,997 |
| 7 | 21 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,012 |
| 8 | 24 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,026 |
| 9 | 27 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,038 |
| 10 | 30 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,049 |
| 11 | 33 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,059 |
| 12 | 36 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,068 |
| 13 | 39 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,077 |
| 14 | 42 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,085 |
| 15 | 45 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,093 |
| 16 | 48 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,100 |
| 17 | 51 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,106 |
| 18 | 54 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,113 |
| 19 | 57 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,119 |
| 20 | 60 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,124 |

Fonte: O autor.

A partir destes resultados teremos os valores de V_k , velocidade característica do vento e de q , pressão dinâmica ou de obstrução do vento em condições normais de pressão e temperatura, apresentadas na Tabela 6:

Tabela 6: Cálculo das Pressões Dinâmicas do Vento q .

| Módulo | Altura (m) | S^2 | V_0 | S^1 | S^3 | V_k (m/s) | $q(N/m^2)$ |
|--------|------------|-------|-------|-------|-------|-------------|------------|
| 1 | 3 | 0,830 | 34,00 | 1 | 0,95 | 26,93 | 444,17 |
| 2 | 6 | 0,900 | 34,00 | 1 | 0,95 | 28,85 | 510,21 |
| 3 | 9 | 0,930 | 34,00 | 1 | 0,95 | 30,04 | 553,31 |
| 4 | 12 | 0,960 | 34,00 | 1 | 0,95 | 30,92 | 586,08 |
| 5 | 15 | 0,979 | 34,00 | 1 | 0,95 | 31,62 | 612,83 |
| 6 | 18 | 0,997 | 34,00 | 1 | 0,95 | 32,20 | 635,59 |
| 7 | 21 | 1,012 | 34,00 | 1 | 0,95 | 32,70 | 655,49 |
| 8 | 24 | 1,026 | 34,00 | 1 | 0,95 | 33,14 | 673,23 |
| 9 | 27 | 1,038 | 34,00 | 1 | 0,95 | 33,53 | 689,28 |
| 10 | 30 | 1,049 | 34,00 | 1 | 0,95 | 33,89 | 703,96 |
| 11 | 33 | 1,059 | 34,00 | 1 | 0,95 | 34,21 | 717,50 |
| 12 | 36 | 1,068 | 34,00 | 1 | 0,95 | 34,51 | 730,10 |
| 13 | 39 | 1,077 | 34,00 | 1 | 0,95 | 34,79 | 741,88 |
| 14 | 42 | 1,085 | 34,00 | 1 | 0,95 | 35,05 | 752,96 |
| 15 | 45 | 1,093 | 34,00 | 1 | 0,95 | 35,29 | 763,42 |
| 16 | 48 | 1,100 | 34,00 | 1 | 0,95 | 35,52 | 773,34 |
| 17 | 51 | 1,106 | 34,00 | 1 | 0,95 | 35,73 | 782,77 |
| 18 | 54 | 1,113 | 34,00 | 1 | 0,95 | 35,94 | 791,77 |
| 19 | 57 | 1,119 | 34,00 | 1 | 0,95 | 36,13 | 800,38 |
| 20 | 60 | 1,124 | 34,00 | 1 | 0,95 | 36,32 | 808,63 |

Fonte: O autor.

a) Coeficiente de arrasto

Para determinar o coeficiente de arrasto, é necessário primeiramente determinar o índice de área exposta.

Como as cargas estão sendo aplicadas por módulo, então calcularemos a área efetiva e a área total do contorno do reticulado por módulo. Temos que:

$$Ac = 3,0 \times 0,51 = 1,53 \text{ m}^2$$

Sendo, Ac , a área total do contorno do reticulado por módulo, 3,0m a altura total do reticulado por módulo e 0,51m a largura total do reticulado por módulo.

A área efetiva de exposição, é a área frontal efetiva da torre, que foi encontrada:

$$A_e = 1,10555m^2$$

Logo, o índice de área exposta será:

$$\phi = \frac{1,10555}{1,53} = 0,72258 \cong 0,73$$

Através do índice de área exposta, considerando que a Torre possui seção triangular equilátera, através da Figura 28, encontramos um coeficiente de arrasto:

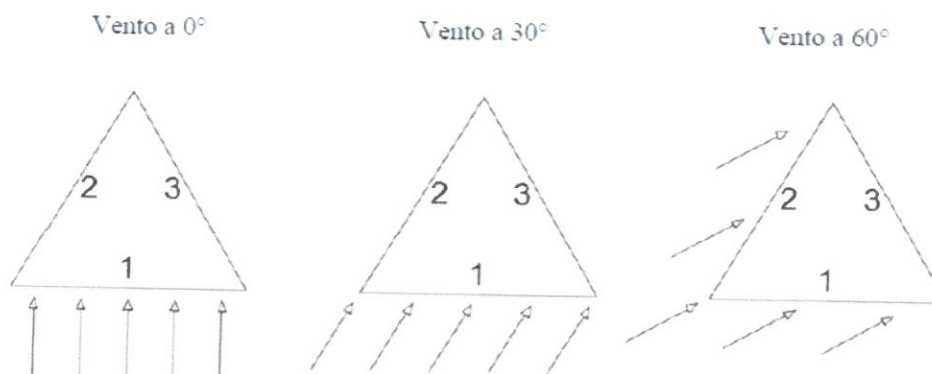
$$C_a = 1,72$$

b) Força de Arrasto

De acordo com as direções do vento adotadas para as diferentes situações de estudo através da Figura 28, temos as Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera (NBR 6123:1988).

As componentes normal e tangencial da força de arrasto nas faces da torre triangular equilátera, com ângulo de incidência do vento a 0° , 30° e 60° .

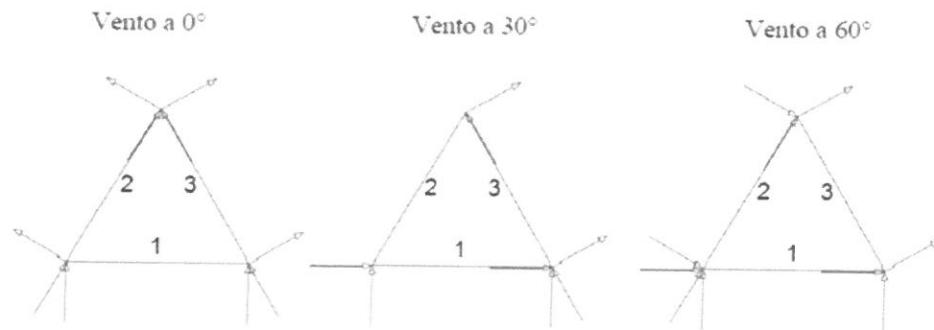
Figura 28: Direção do vento sobre a Torre.



Fonte: Rodrigues (2016).

A Figura 29 apresenta as direções e sentidos das componentes normal e tangencial da força de arrasto calculada para cada módulo da torre. As forças foram aplicadas nos nós dos montantes, na parte superior de cada módulo. A face 1 corresponde à face incidente do vento e as faces 2 e 3 às faces adjacentes.

Figura 29: Componentes normal e tangencial da força de arrasto nos nós da Torre.



Fonte: Rodrigues (2016).

Teremos então os Resultados das Forças representados nas Tabelas Tabela 7 e Tabela 8.

Tabela 8: Resultado para as Forças de Arrasto Paralelas às Faces da Torre.

| Módulo | H (m) no topo do módulo | Ca | q(N/m ²) | Fa(N) | Componentes Paralelos à face | | | | | | |
|--------|-------------------------|------|----------------------|---------|------------------------------|---------------|--------|---------|----------|-------------|----------|
| | | | | | Face I | Face II e III | Face I | Face II | Face III | Face I e II | Face III |
| 1 | 3 | 1,72 | 444,17 | 844,60 | 0,00 | 160,47 | 244,93 | 0,00 | 0,21 | 0,25 | 0,00 |
| 2 | 6 | 1,72 | 510,21 | 970,19 | 0,00 | 184,34 | 281,36 | 0,00 | 203,74 | 242,55 | 0,00 |
| 3 | 9 | 1,72 | 553,31 | 1052,15 | 0,00 | 199,91 | 305,12 | 0,00 | 220,95 | 263,04 | 0,00 |
| 4 | 12 | 1,72 | 586,08 | 1114,46 | 0,00 | 211,75 | 323,19 | 0,00 | 234,04 | 278,61 | 0,00 |
| 5 | 15 | 1,72 | 612,83 | 1165,32 | 0,00 | 221,41 | 337,94 | 0,00 | 244,72 | 291,33 | 0,00 |
| 6 | 18 | 1,72 | 635,59 | 1208,60 | 0,00 | 229,63 | 350,49 | 0,00 | 253,81 | 302,15 | 0,00 |
| 7 | 21 | 1,72 | 655,49 | 1246,44 | 0,00 | 236,82 | 361,47 | 0,00 | 261,75 | 311,61 | 0,00 |
| 8 | 24 | 1,72 | 673,23 | 1280,18 | 0,00 | 243,23 | 371,25 | 0,00 | 268,84 | 320,04 | 0,00 |
| 9 | 27 | 1,72 | 689,28 | 1310,69 | 0,00 | 249,03 | 380,10 | 0,00 | 275,25 | 327,67 | 0,00 |
| 10 | 30 | 1,72 | 703,96 | 1338,60 | 0,00 | 254,33 | 388,20 | 0,00 | 281,11 | 334,65 | 0,00 |
| 11 | 33 | 1,72 | 717,50 | 1364,37 | 0,00 | 259,23 | 395,67 | 0,00 | 286,52 | 456,59 | 0,00 |
| 12 | 36 | 1,72 | 730,10 | 1388,32 | 0,00 | 263,78 | 402,61 | 0,00 | 291,55 | 347,08 | 0,00 |
| 13 | 39 | 1,72 | 741,88 | 1410,72 | 0,00 | 268,04 | 409,11 | 0,00 | 296,25 | 352,68 | 0,00 |
| 14 | 42 | 1,72 | 752,96 | 1431,79 | 0,00 | 272,04 | 415,22 | 0,00 | 300,67 | 357,95 | 0,00 |
| 15 | 45 | 1,72 | 763,42 | 1451,68 | 0,00 | 275,82 | 420,99 | 0,00 | 304,85 | 362,92 | 0,00 |
| 16 | 48 | 1,72 | 773,34 | 1470,54 | 0,00 | 279,40 | 426,46 | 0,00 | 308,81 | 367,63 | 0,00 |
| 17 | 51 | 1,72 | 782,77 | 1488,48 | 0,00 | 282,81 | 431,66 | 0,00 | 312,58 | 372,12 | 0,00 |
| 18 | 54 | 1,72 | 791,77 | 1505,59 | 0,00 | 286,06 | 436,62 | 0,00 | 316,17 | 376,40 | 0,00 |
| 19 | 57 | 1,72 | 800,38 | 1521,96 | 0,00 | 289,17 | 441,37 | 0,00 | 319,61 | 380,49 | 0,00 |
| 20 | 60 | 1,72 | 808,63 | 1537,65 | 0,00 | 292,15 | 445,92 | 0,00 | 322,91 | 384,41 | 0,00 |

Fonte: O autor.

4.1.1.1 Cargas de vento referente às antenas:

O coeficiente de arrasto para antenas do tipo Painel, Celular, SMP, WLL, Parabólicas abertas, VHF, UHF, Helicoidais, etc. É dado por:

$$C_a = 1,2$$

Considerando o vento na antena Yagi à 60 metros de altura, e o vento no topo da antena Omnidirecional a 61 metros de altura teremos as seguintes considerações as Tabelas Tabela 9 e Tabela 10 mostram os cálculos da Velocidade Característica do Vento para as antenas e das suas respectivas Forças.

Tabela 9: Cálculo da velocidade Característica de vento para as Antenas Torres.

| Antena | Altura z(m) | b | Fr | P | S _z | Vo(m/s) | S ₁ | S ₂ | Vk (m/s) |
|-------------|-------------|------|------|-----|----------------|---------|----------------|----------------|----------|
| Antena YAGI | 60 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,124 | 34 | 1,00 | 0,95 | 36,32 |
| Antena OMNI | 61 | 0,94 | 1,00 | 0,1 | 1,126 | 34 | 1,00 | 0,95 | 36,38 |

Fonte: O autor.

Tabela 10: Força de arrasto para as Antenas da Torre.

| Antena | Altura z(m) | q(N/m ²) | Ca | Ae (m ²) | Fa(N) |
|-------------|-------------|----------------------|-----|----------------------|-------|
| Antena YAGI | 60 | 808,633 | 1,2 | 0,032 | 31,34 |
| Antena OMNI | 61 | 811,311 | 1,2 | 0,025 | 24,34 |

Fonte: O autor.

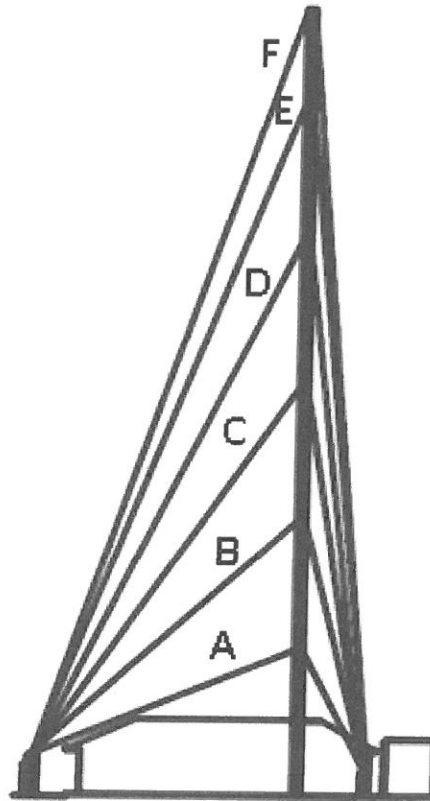
4.1.1.2 Cargas de vento referente aos cabos (estais):

O método para os cálculos de fios e cabos foram exemplificados no capítulo 2, porém Se a direção do vento (suposta horizontal) formar um ângulo α com a corda do fio ou cabo, a força teremos que encontrar a componente F_y , perpendicular à corda, é calculada por:

$$F_y = F_a \text{ sen}^2 \alpha \quad (24)$$

Cada cabo formará um ângulo alfa diferente com a torre, devido à sua altura e a distribuição entre os pilares. Como representado na Figura 30:

Figura 30: Representação dos cabos na Torre.



Fonte: O autor.

As Tabela 11, Tabela 12 e Tabela 13, representam os cálculos das inclinações de cada cabo:

Tabela 11: Inclinação dos Cabos Ligados ao Pilar 1.

| Cabos do pilar 1 | | | | | |
|------------------|------|------------|--------------------------|-------------|--------------------|
| Cabo | cota | altura (m) | distância horizontal (m) | tg α | $\alpha(^{\circ})$ |
| Cabo A | z(1) | 9,6 | 10,37 | 0,926 | 42,79 |
| Cabo B | z(2) | 19,2 | 10,37 | 1,851 | 61,63 |
| Cabo C | z(3) | 28,8 | 10,37 | 2,777 | 70,2 |
| Cabo D | z(4) | 38,4 | 10,37 | 3,703 | 74,88 |
| Cabo E | z(5) | 48 | 10,37 | 4,629 | 77,81 |
| Cabo F | z(6) | 57 | 10,37 | 5,497 | 79,69 |

Fonte: O autor.

Tabela 12 - Inclinação dos Cabos Ligados ao Pilar 2.

| Cabos do pilar 2 | | | | | |
|------------------|------|------------|--------------------------|-------------|--------------------|
| Cabo | Cota | altura (m) | distância horizontal (m) | tg α | $\alpha(^{\circ})$ |
| Cabo A' | z(1) | 9,6 | 18,86 | 0,51 | 26,98 |
| Cabo B' | z(2) | 19,2 | 18,86 | 1,02 | 45,51 |
| Cabo C' | z(3) | 28,8 | 18,86 | 1,53 | 56,78 |
| Cabo D' | z(4) | 38,4 | 18,86 | 2,04 | 63,78 |
| Cabo E' | z(5) | 48 | 18,86 | 2,55 | 68,52 |
| Cabo F' | z(6) | 57 | 18,86 | 3,02 | 71,69 |

Fonte: O autor.

Tabela 13 - Inclinação dos Cabos Ligados ao Pilar 3.

| Cabos do pilar 3 | | | | | |
|------------------|------|------------|--------------------------|-------------|--------------------|
| Cabo | cota | altura (m) | distância horizontal (m) | tg α | $\alpha(^{\circ})$ |
| Cabo A'' | z(1) | 9,6 | 11,02 | 0,871 | 41,06 |
| Cabo B'' | z(2) | 19,2 | 11,02 | 1,742 | 60,15 |
| Cabo C'' | z(3) | 28,8 | 11,02 | 2,613 | 69,06 |
| Cabo D'' | z(4) | 38,4 | 11,02 | 3,484 | 73,99 |
| Cabo E'' | z(5) | 48 | 11,02 | 4,355 | 77,07 |
| Cabo F'' | z(6) | 57 | 11,02 | 5,172 | 79,06 |

Fonte: O autor.

A Tabela 14, representa os cálculos da pressão dinâmica do vento atuante nos cabos.

Tabela 14 - Pressão dinâmica do vento nos cabos.

| cota | Altura (m) | b | Fr | P | S ² | Vo | S ¹ | S ³ | Vk (m/s) | q(N/m ²) |
|-------------|---------------|------|----|-----|----------------|----|----------------|----------------|----------|----------------------|
| Cabo | 9,60 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,936 | 34 | 1 | 0,95 | 30,24 | 560,50 |
| A | 6,40 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,899 | 34 | 1 | 0,95 | 29,04 | 516,84 |
| | 3,20 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,839 | 34 | 1 | 0,95 | 27,09 | 449,94 |
| Cabo | 19,20 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,003 | 34 | 1 | 0,95 | 32,41 | 643,85 |
| B | 12,80 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,963 | 34 | 1 | 0,95 | 31,12 | 593,69 |
| | 6,40 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,899 | 34 | 1 | 0,95 | 29,04 | 516,84 |
| Cabo | 28,80 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,045 | 34 | 1 | 0,95 | 33,75 | 698,23 |
| C | 19,20 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,003 | 34 | 1 | 0,95 | 32,41 | 643,85 |
| | 9,60 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,936 | 34 | 1 | 0,95 | 30,24 | 560,50 |
| Cabo | 38,40 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,075 | 34 | 1 | 0,95 | 34,73 | 739,58 |
| D | 25,60 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,033 | 34 | 1 | 0,95 | 33,35 | 681,98 |
| | 12,80 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,963 | 34 | 1 | 0,95 | 31,12 | 593,69 |
| Cabo | 48,00 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,100 | 34 | 1 | 0,95 | 35,52 | 773,34 |
| E | 32,00 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,056 | 34 | 1 | 0,95 | 34,11 | 713,10 |
| | 16,00 | 0,94 | 1 | 0,1 | 0,985 | 34 | 1 | 0,95 | 31,82 | 620,79 |
| Cabo | 57,00 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,119 | 34 | 1 | 0,95 | 36,13 | 800,38 |
| F | 38,00 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,074 | 34 | 1 | 0,95 | 34,70 | 738,04 |
| | 19,00 | 0,94 | 1 | 0,1 | 1,002 | 34 | 1 | 0,95 | 32,37 | 642,50 |

Fonte: O autor.

Logo, calcula-se então as forças Fa e Fy para os cabos representadas nas Tabelas Tabela 15, Tabela 16 e Tabela 17:

Tabela 15 - Força de Arrasto para os cabos do Pilar 1.

| Cabos do pilar 1 | | | | | | | |
|------------------|----------------------|------|-------|----------|-----|--------|--------|
| cota | q(N/m ²) | l(m) | D(m) | Re | Ca | Fa(KN) | Fy(KN) |
| Cabo | 560,50 | 3,2 | 0,016 | 33866,91 | 1,2 | 0,034 | 0,016 |
| A | 516,84 | 3,2 | 0,016 | 32521,19 | 1,2 | 0,032 | 0,015 |
| | 449,94 | 3,2 | 0,016 | 30343,34 | 1,2 | 0,028 | 0,013 |
| Cabo | 643,85 | 6,4 | 0,016 | 36297,65 | 1,2 | 0,079 | 0,061 |
| B | 593,69 | 6,4 | 0,016 | 34855,35 | 1,2 | 0,073 | 0,056 |
| | 516,84 | 6,4 | 0,016 | 32521,19 | 1,2 | 0,063 | 0,049 |
| Cabo | 698,23 | 9,6 | 0,016 | 37799,64 | 1,2 | 0,129 | 0,113 |
| C | 643,85 | 9,6 | 0,016 | 36297,65 | 1,2 | 0,119 | 0,105 |
| | 560,50 | 9,6 | 0,016 | 33866,91 | 1,2 | 0,103 | 0,091 |
| Cabo | 739,58 | 12,8 | 0,016 | 38902,86 | 1,2 | 0,182 | 0,169 |
| D | 681,98 | 12,8 | 0,016 | 37357,03 | 1,2 | 0,168 | 0,156 |
| | 593,69 | 12,8 | 0,016 | 34855,35 | 1,2 | 0,146 | 0,136 |
| Cabo | 773,34 | 16 | 0,016 | 39780,71 | 1,2 | 0,238 | 0,227 |
| E | 713,10 | 16 | 0,016 | 38200 | 1,2 | 0,219 | 0,209 |
| | 620,79 | 16 | 0,016 | 35641,86 | 1,2 | 0,191 | 0,182 |
| Cabo | 800,38 | 19 | 0,016 | 40470,25 | 1,2 | 0,292 | 0,283 |
| F | 738,04 | 19 | 0,016 | 38862,14 | 1,2 | 0,269 | 0,261 |
| | 642,50 | 19 | 0,016 | 36259,66 | 1,2 | 0,234 | 0,227 |

Fonte: O autor.

Tabela 16 - Força de Arrasto para os Cabos do Pilar 2.

| Cabos do pilar 2 | | | | | | | |
|------------------|----------------------|------|-------|----------|-----|--------|--------|
| Cota | q(N/m ²) | l(m) | D(m) | Re | Ca | Fa(KN) | Fy(KN) |
| Cabo | 560,50 | 3,2 | 0,016 | 33866,91 | 1,2 | 0,034 | 0,007 |
| A | 516,84 | 3,2 | 0,016 | 32521,19 | 1,2 | 0,032 | 0,007 |
| | 449,94 | 3,2 | 0,016 | 30343,34 | 1,2 | 0,028 | 0,006 |
| Cabo | 643,85 | 6,4 | 0,016 | 36297,65 | 1,2 | 0,079 | 0,040 |
| B | 593,69 | 6,4 | 0,016 | 34855,35 | 1,2 | 0,073 | 0,037 |
| | 516,84 | 6,4 | 0,016 | 32521,19 | 1,2 | 0,064 | 0,032 |
| Cabo | 698,23 | 9,6 | 0,016 | 37799,64 | 1,2 | 0,129 | 0,090 |
| C | 643,85 | 9,6 | 0,016 | 36297,65 | 1,2 | 0,119 | 0,083 |
| | 560,50 | 9,6 | 0,016 | 33866,91 | 1,2 | 0,103 | 0,072 |
| Cabo | 739,58 | 12,8 | 0,016 | 38902,86 | 1,2 | 0,182 | 0,146 |
| D | 681,98 | 12,8 | 0,016 | 37357,03 | 1,2 | 0,168 | 0,135 |
| | 593,69 | 12,8 | 0,016 | 34855,35 | 1,2 | 0,146 | 0,117 |
| Cabo | 773,34 | 16 | 0,016 | 39780,71 | 1,2 | 0,238 | 0,206 |
| E | 713,10 | 16 | 0,016 | 38200 | 1,2 | 0,219 | 0,190 |
| | 620,79 | 16 | 0,016 | 35641,86 | 1,2 | 0,191 | 0,165 |
| Cabo | 800,38 | 19 | 0,016 | 40470,25 | 1,2 | 0,292 | 0,263 |
| F | 738,04 | 19 | 0,016 | 38862,14 | 1,2 | 0,269 | 0,243 |
| | 642,50 | 19 | 0,016 | 36259,66 | 1,2 | 0,234 | 0,211 |

Fonte: O autor.

Tabela 17 - Força de Arrasto para os Cabos do Pilar 3.

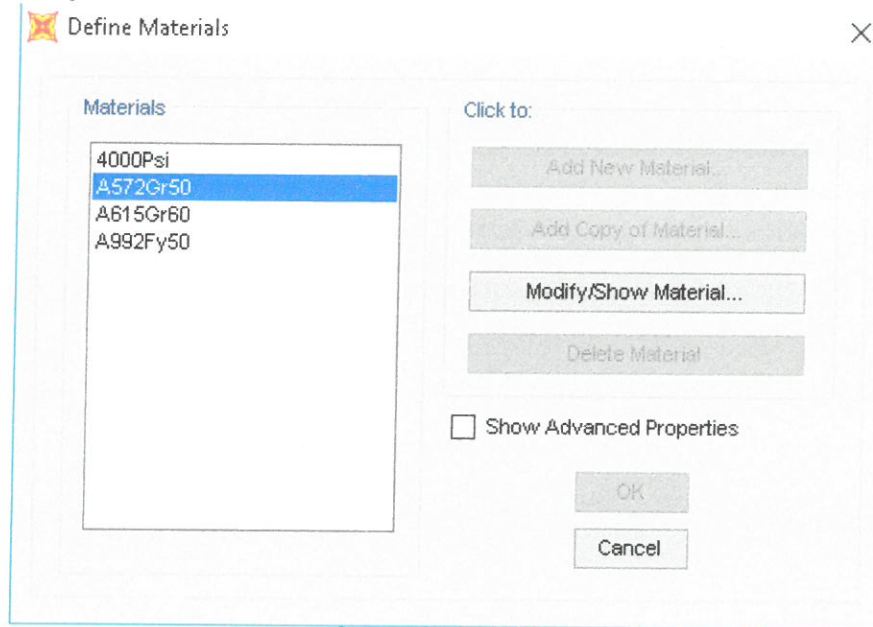
| Cabos do pilar 3 | | | | | | | |
|------------------|----------------------|------|-------|----------|-----|--------|--------|
| Cota | q(N/m ²) | l(m) | D(m) | Re | Ca | Fa(KN) | Fy(KN) |
| Cabo | 560,50 | 3,2 | 0,016 | 33866,91 | 1,2 | 0,034 | 0,015 |
| A | 516,84 | 3,2 | 0,016 | 32521,19 | 1,2 | 0,032 | 0,014 |
| | 449,94 | 3,2 | 0,016 | 30343,34 | 1,2 | 0,028 | 0,012 |
| Cabo | 643,85 | 6,4 | 0,016 | 36297,65 | 1,2 | 0,079 | 0,060 |
| B | 593,69 | 6,4 | 0,016 | 34855,35 | 1,2 | 0,073 | 0,055 |
| | 516,84 | 6,4 | 0,016 | 32521,19 | 1,2 | 0,064 | 0,048 |
| Cabo | 698,23 | 9,6 | 0,016 | 37799,64 | 1,2 | 0,129 | 0,112 |
| C | 643,85 | 9,6 | 0,016 | 36297,65 | 1,2 | 0,119 | 0,104 |
| | 560,50 | 9,6 | 0,016 | 33866,91 | 1,2 | 0,103 | 0,090 |
| Cabo | 739,58 | 12,8 | 0,016 | 38902,86 | 1,2 | 0,182 | 0,168 |
| D | 681,98 | 12,8 | 0,016 | 37357,03 | 1,2 | 0,168 | 0,155 |
| | 593,69 | 12,8 | 0,016 | 34855,35 | 1,2 | 0,146 | 0,135 |
| Cabo | 773,34 | 16 | 0,016 | 39780,71 | 1,2 | 0,238 | 0,226 |
| E | 713,10 | 16 | 0,016 | 38200 | 1,2 | 0,219 | 0,208 |
| | 620,79 | 16 | 0,016 | 35641,86 | 1,2 | 0,191 | 0,181 |
| Cabo | 800,38 | 19 | 0,016 | 40470,25 | 1,2 | 0,292 | 0,281 |
| F | 738,04 | 19 | 0,016 | 38862,14 | 1,2 | 0,269 | 0,260 |
| | 642,50 | 19 | 0,016 | 36259,66 | 1,2 | 0,234 | 0,226 |

Fonte: O autor.

Com os resultados obtidos será possível avaliar as situações propostas. Nessa análise serão observados os desempenhos estruturais quanto a estabilidade global da cada estrutura proposta, deslocamento e modos de vibração.

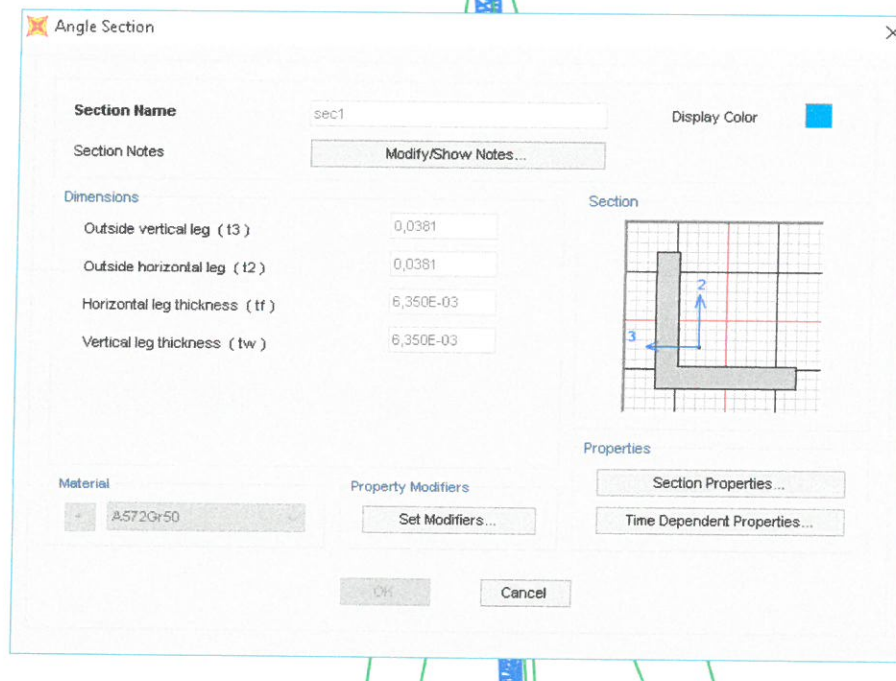
Primeiramente foi feito o lançamento dos materiais utilizados na composição da Estrutura, que no caso será o aço, com propriedades já identificadas anteriormente. Após o lançamento dos materiais foram criadas as seções transversais, lembrando que a Torre irá se comportar como treliça. Logo depois foram definidas as Forças atuantes na estrutura: Acidentais, de Peso Próprio e de Vento. Estes processos são mostrados nas Figura 31, Figura 32 e Figura 33:

Figura 31 - Definição dos Materiais utilizados no SAP 2000.



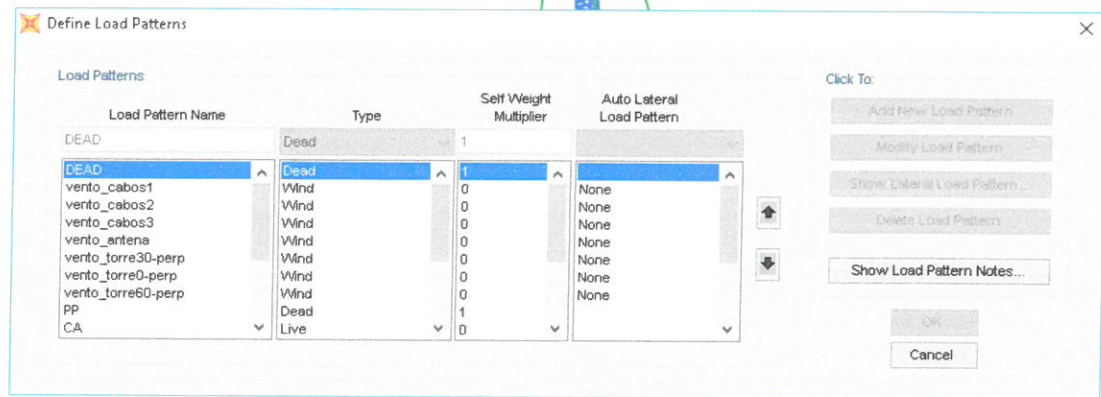
Fonte: O autor.

Figura 32: Definição das seções transversais das barras constituintes da estrutura pelo SAP 2000.



Fonte: O autor.

Figura 33: Definição das Forças aplicadas na estrutura pelo SAP 2000.



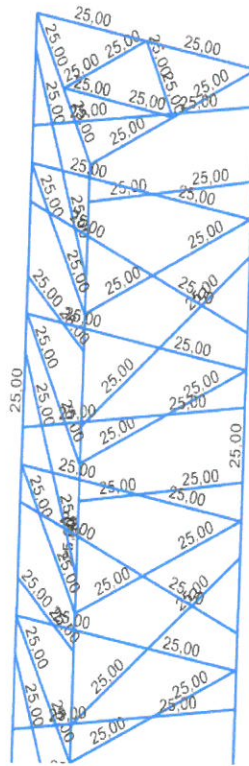
Fonte: O autor.

Após a definição do material, das seções e das forças atuantes, segue a aplicação das forças na estrutura, primeiramente foi feito o lançamento das cargas acidentais, Peso próprio e Cargas de Vento.

Para o lançamento foram consideradas as unidades do SI (Sistema Internacional de Unidades) KN, m e °C. A representação dos lançamentos das Cargas Acidentais e de Peso Próprio são mostradas nas Figura 34, Fonte: O autor.

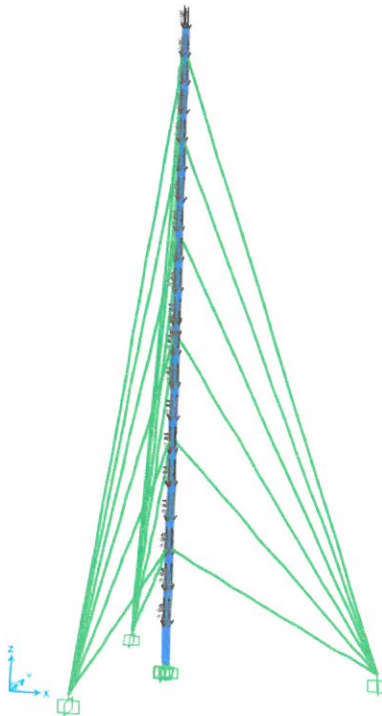
Figura 35, Figura 36 e Figura 37:

Figura 34: Representação das cargas de Temperatura.



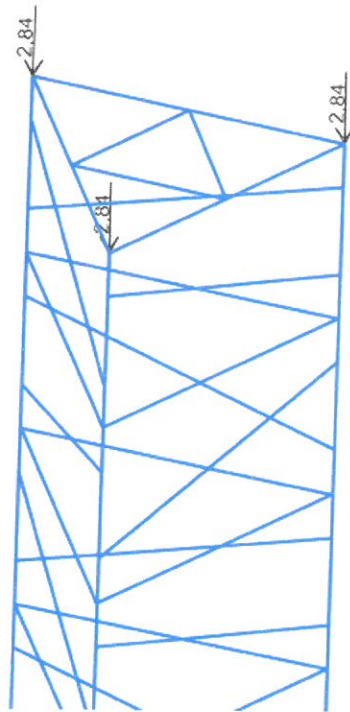
Fonte: O autor.

Figura 35: Representação das cargas de peso dos equipamentos de e pessoas para manutenção.



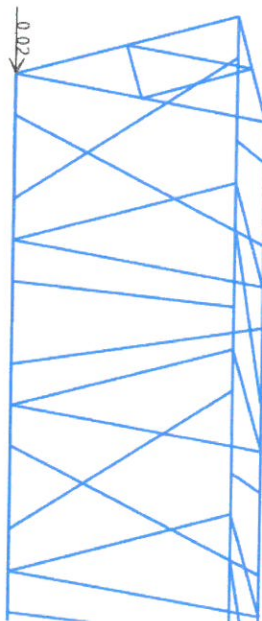
Fonte: O autor.

Figura 36: Representação da Carga de equipamentos e pessoas para manutenção nos nós do topo da Torre.



Fonte: O autor.

Figura 37: Representação das cargas de Peso próprio das antenas no topo da Torre.



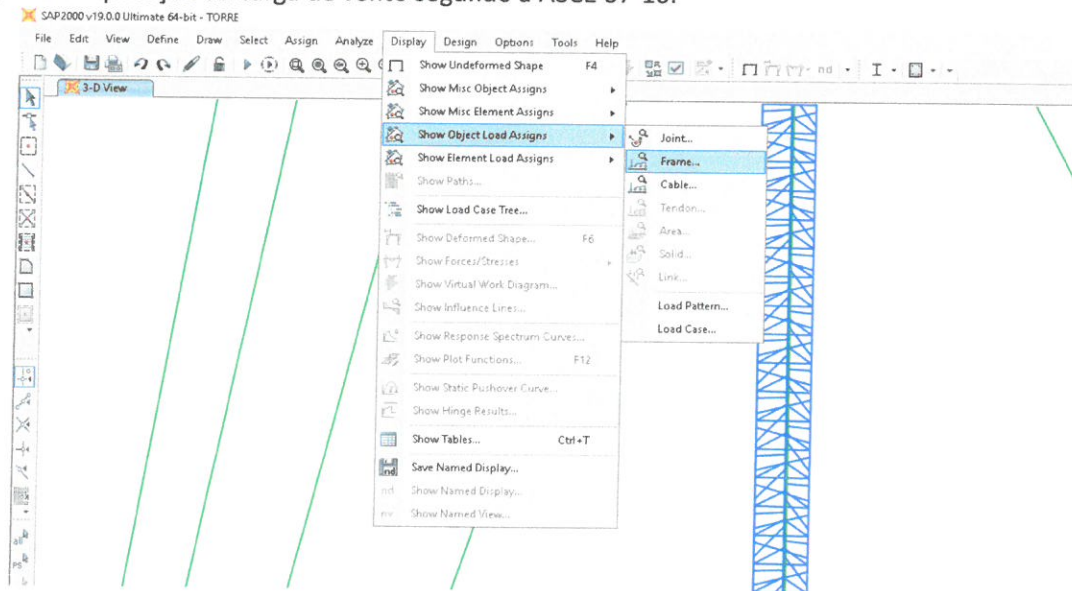
Fonte: O autor.

Em seguida, aplicou-se as cargas de vento para os casos detalhados durante o Capítulo 3: vento a 0° , 30° e 60° nas barras e nos cabos. Para as barras foram aplicadas as cargas nos

nós de acordo com o esquema da **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, para cada ódulo e direção paralela e perpendicular às suas faces segundo a NBR 6123:1988.

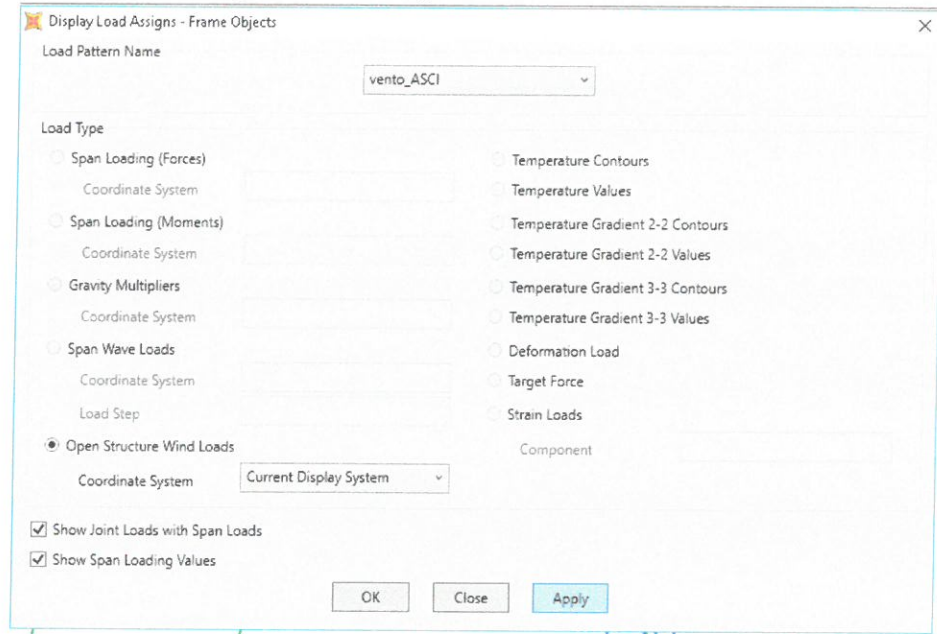
Após a aplicação dos parâmetros, aplica-se a carga na estrutura como mostrado nas Figura 38 e Figura 39. Apesar da estrutura se comportar como treliça, as cargas serão aplicadas distribuídas nas barras (frames), porém serão reconhecidas durante a análise como as resultantes nos nós.

Figura 38: Aplicação da carga de vento segundo a ASCE 07-10.



Fonte: O autor.

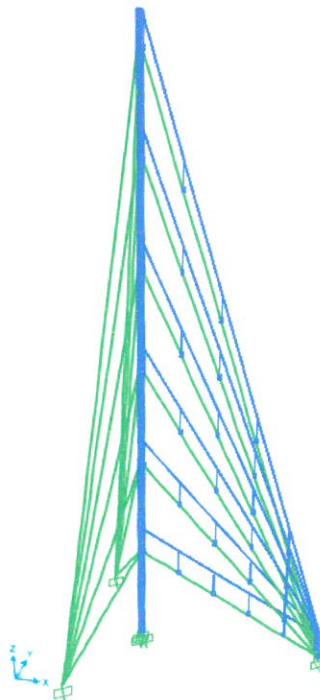
Figura 39: Aplicação das Cargas de vento segundo a ASCE 07-10.



Fonte: O autor.

As cargas de vento nos cabos foram aplicadas de acordo com uma média das cargas encontradas nas alturas ao longo do seu comprimento como representado na Figura 40:

Figura 40: Representação das cargas de vento aplicadas nos cabos ligados ao pilar 1.



Fonte: O autor.

4.1.2 Situações para as combinações de serviço

A combinação das ações foram feitas para condições normais considerando para peso próprio o coeficiente de ponderação para ações permanentes $\tilde{a}_g=1,25$ (estrutura metálica), considerando o vento como ação principal o coeficiente para ações variáveis $\tilde{a}_q=1,4$ (Edificações Tipo 2). Para as demais cargas, considerou-se como sendo ações secundárias, com o coeficiente para tanto para as ações permanentes quanto para as ações acidentais de $\tilde{a}_q=1,5$ e minoradas por um coeficiente de redução (ϕ_0) igual a 0,7.

Resultando nas combinações:

- Combinação 1: Peso próprio * 1,25 + Vento 0° * 1,4 + Peso equipamentos * 1,5 * 0,7 + Cargas acidentais 1,5 * 0,7;
- Combinação 2: Peso próprio * 1,25 + Vento 30° * 1,4 + Peso equipamentos * 1,5 * 0,7 + Cargas acidentais 1,5 * 0,7;
- Combinação 3: Peso próprio * 1,25 + Vento 60° * 1,4 + Peso equipamentos * 1,5 * 0,7 + Cargas acidentais 1,5 * 0,7.

Foram criadas no SAP, 6 combinações onde 3 delas foram representadas as cargas de vento pela NBR 6123, e as outras 3 pela ASCE 07-10. A criação das combinações estão

representadas na Figura 41. Após todo este processo é possível realizar a análise da estrutura.

Figura 41: Combinações representadas no SAP 2000.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type ▾

Options

Define Combination of Load Case Results

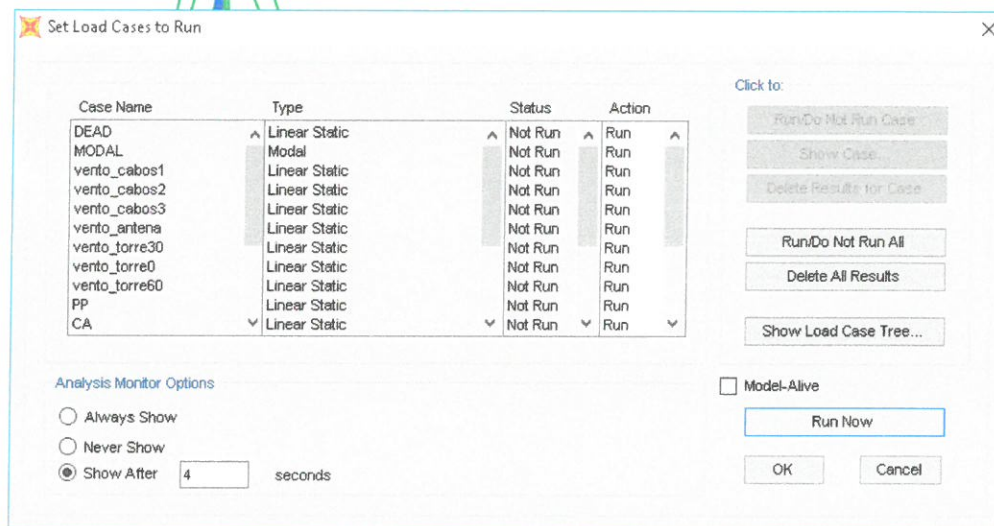
| Load Case Name | Load Case Type | Scale Factor |
|----------------|----------------|--------------|
| PP ▾ | Linear Static | 1,25 |
| PP | Linear Static | 1,25 |
| Tensão_cabos | Linear Static | 1,05 |
| vento_antena | Linear Static | 1,4 |
| vento_ASCl | Linear Static | 1,4 |
| vento_cabos1 | Linear Static | 1,4 |
| vento_cabos2 | Linear Static | 1,4 |
| vento_cabos3 | Linear Static | 1,4 |
| CA | Linear Static | 1,05 |

Fonte: O autor.

4.1.3 Situação de Projeto

Para a realização da Análise, é necessário o comando da Figura 42.

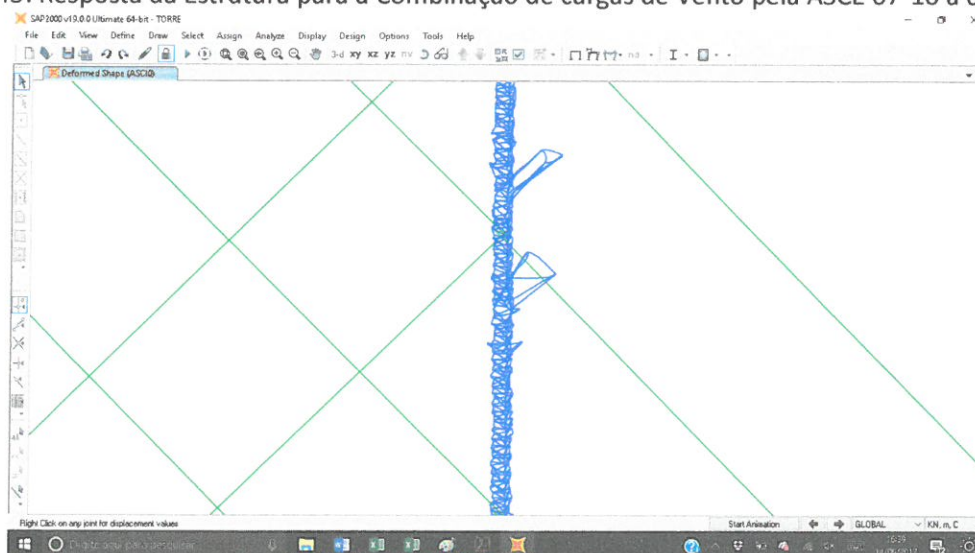
Figura 42: Comando de análise do SAP 2000.



Fonte: O autor.

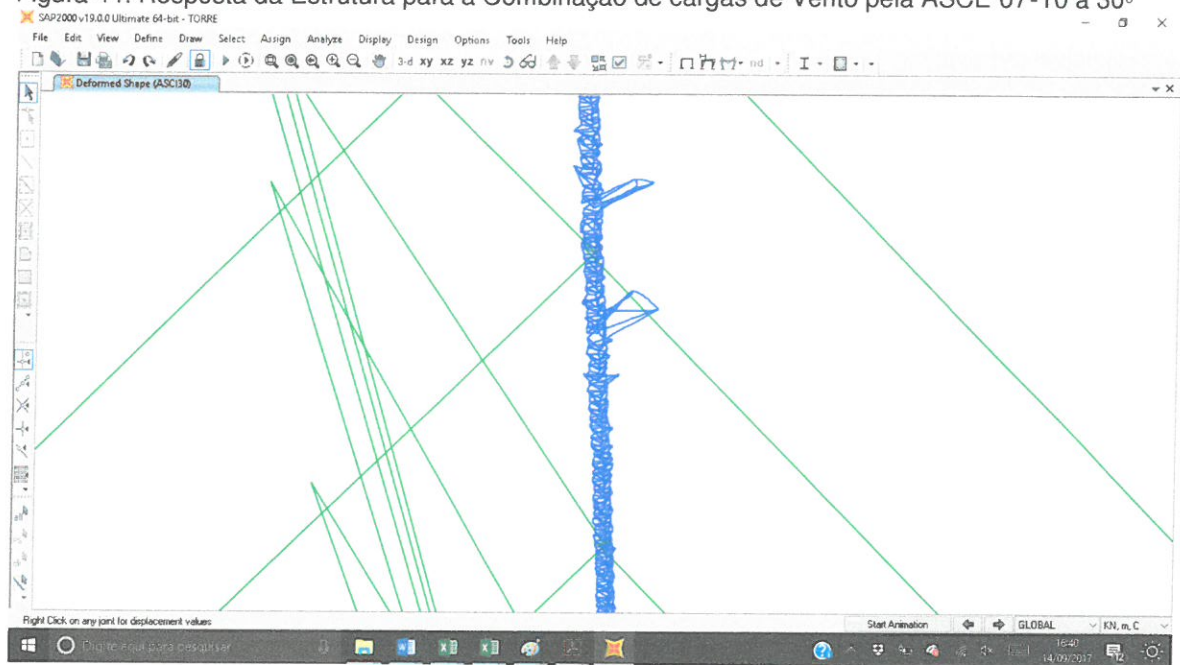
Ao realizar a análise teremos as respostas da estrutura para cada Combinação como mostrado nas Figura 43,a 49.

Figura 43: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela ASCE 07-10 à 0°.



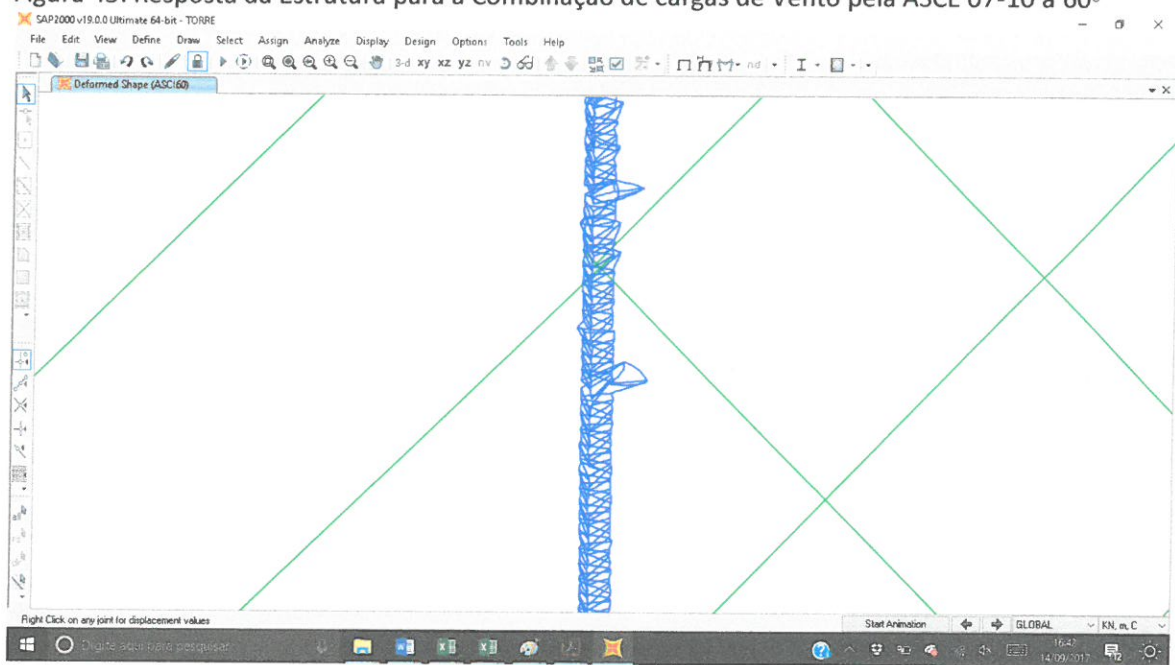
Fonte: O autor.

Figura 44: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela ASCE 07-10 à 30°



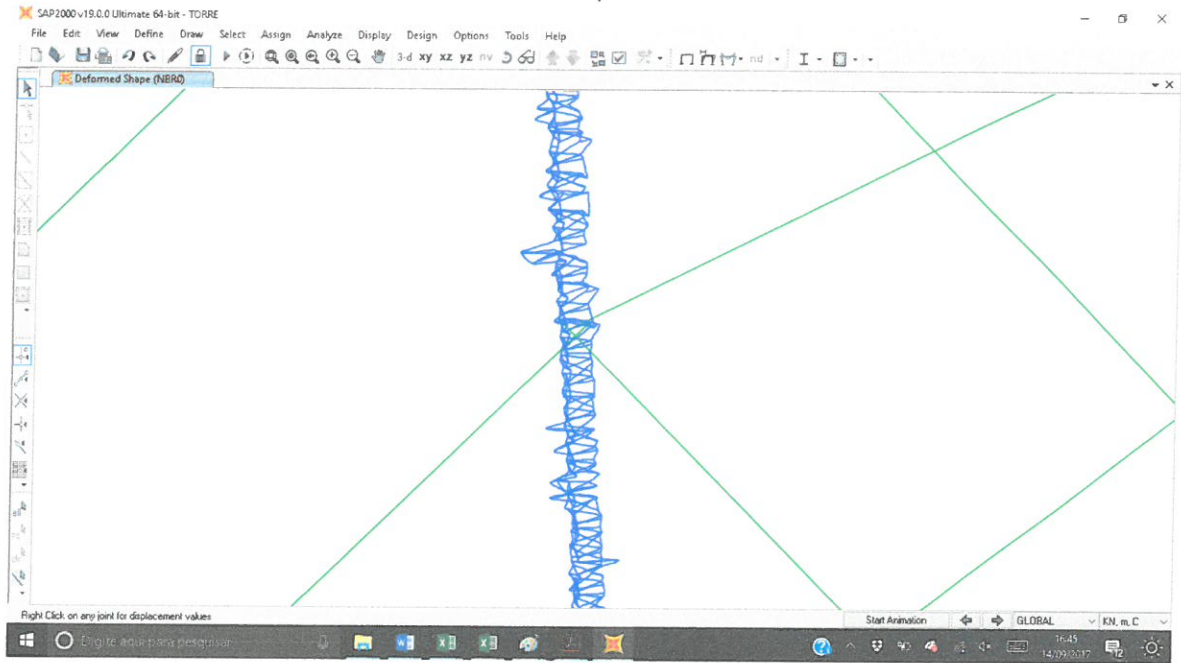
Fonte: O autor.

Figura 45: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela ASCE 07-10 à 60°



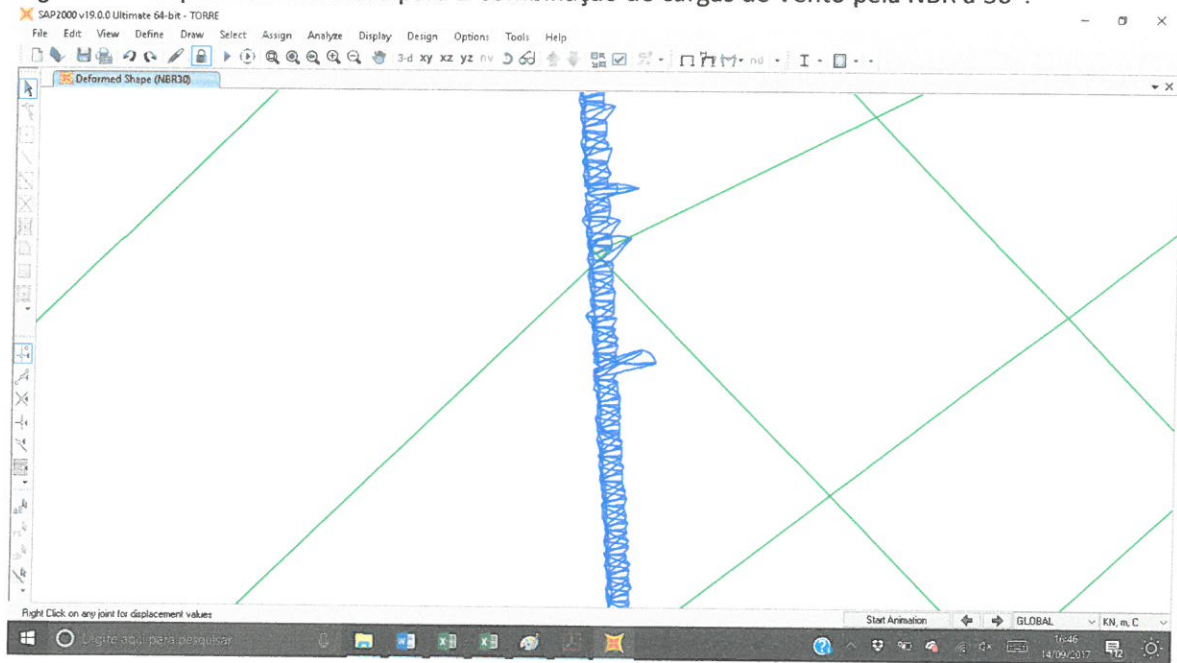
Fonte: O autor.

Figura 46: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela NBR à 0°



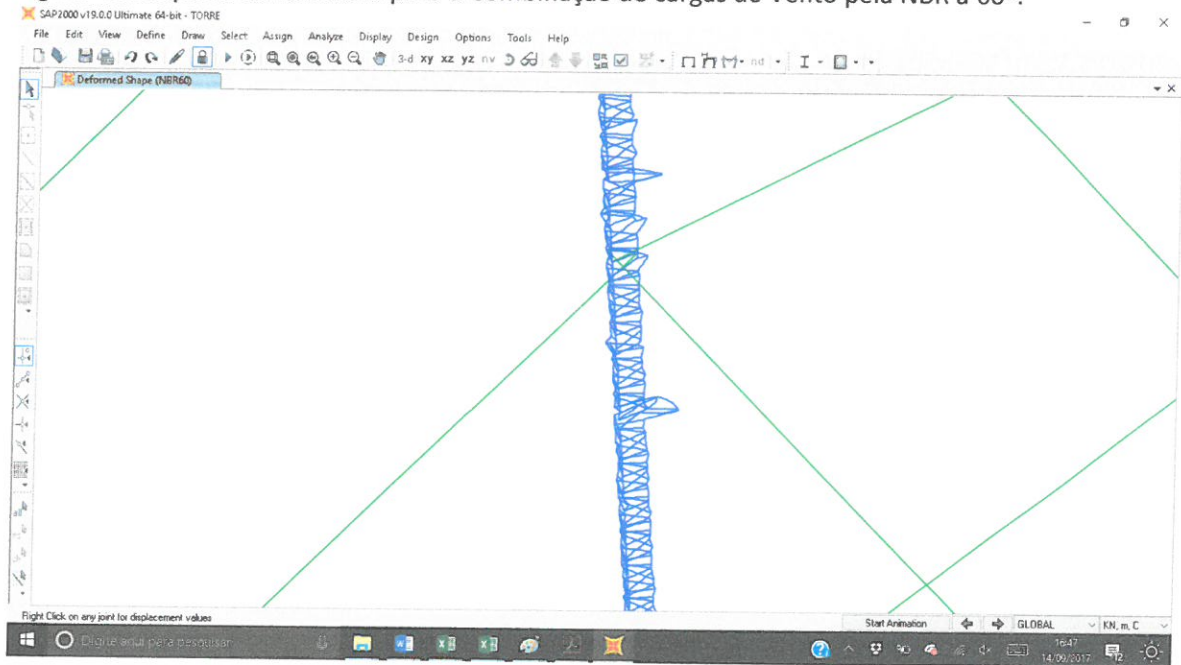
Fonte: O autor.

Figura 47: Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela NBR à 30°



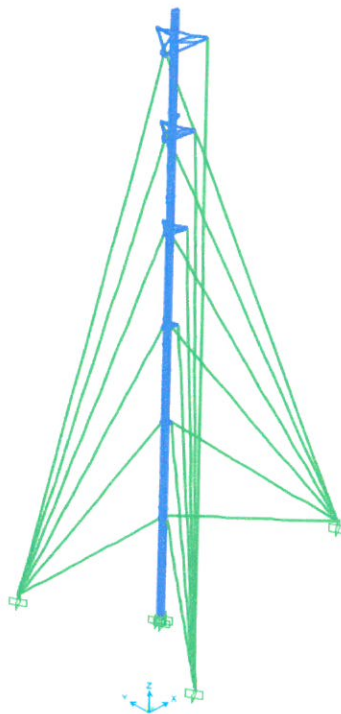
Fonte: O autor.

Figura 48:Resposta da Estrutura para a Combinação de cargas de Vento pela NBR à 60°.



Fonte: O autor.

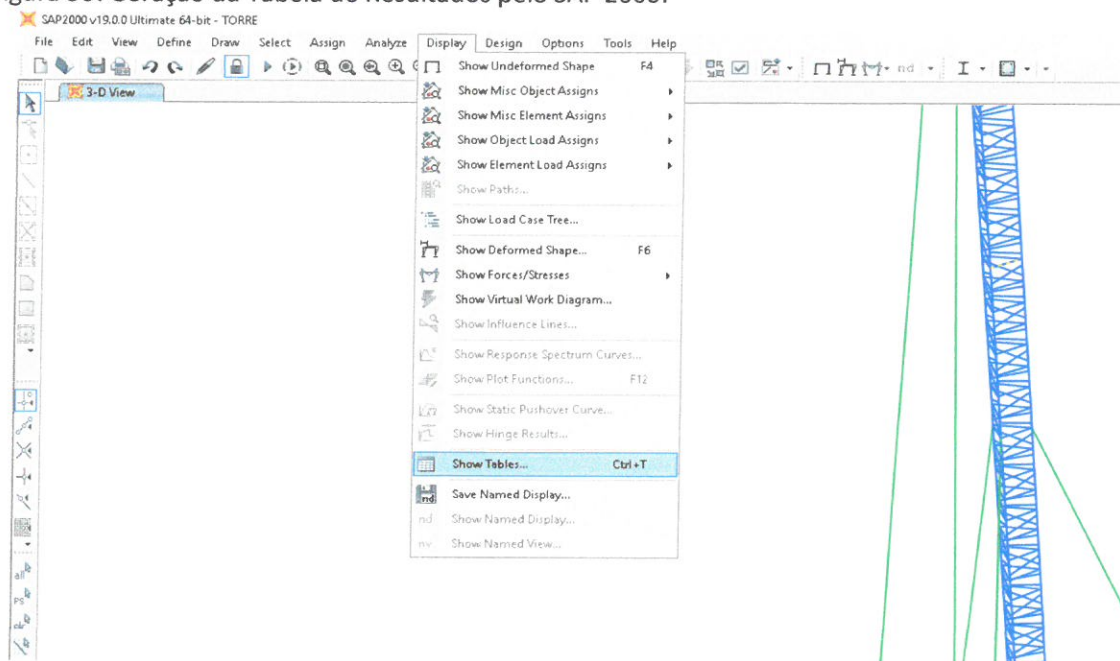
Figura 49:Resposta do Comportamento da Estrutura da Torre com a Análise.



Fonte: O autor.

Então, o SAP irá gerar as respostas de reações, forças de tração e compressão atuante na estrutura, deslocamentos e demais dados que serão utilizados como base para os nossos resultados. Estas informações são geradas através de uma Tabela de resultados que será exportada para o Excel. Como mostrado nas Figura 50 e Figura 51:

Figura 50: Geração da Tabela de Resultados pelo SAP 2000.



Fonte: O autor.

Figura 51: Geração da Tabela de Resultados pelo SAP 2000.

| Frame Text | Station m | OutputCase | CaseType Text | P KN | V2 KN | V3 KN | T KN-m | M2 KN-m | M3 KN-m | FrameElem Text |
|------------|-----------|------------|---------------|---------|-------|------------|--------|------------|---------|----------------|
| 1 | 0 | ASCI0 | Combination | -15,966 | 0 | 0,014 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,255 | ASCI0 | Combination | -15,966 | 0 | 0,00694 | 0 | -0,0027 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,51 | ASCI0 | Combination | -15,966 | 0 | -3,535E-19 | 0 | -0,0035 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0 | ASCI30 | Combination | -15,963 | 0 | 0,01 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,255 | ASCI30 | Combination | -15,966 | 0 | 0,005205 | 0 | -0,002 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,51 | ASCI30 | Combination | -15,969 | 0 | 1,034E-18 | 0 | -0,0027 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0 | ASCI60 | Combination | -15,963 | 0 | 0,00347 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,255 | ASCI60 | Combination | -15,966 | 0 | 0,001735 | 0 | -0,0006637 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,51 | ASCI60 | Combination | -15,969 | 0 | 1,302E-19 | 0 | -0,0008849 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0 | NBR0 | Combination | -15,966 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,255 | NBR0 | Combination | -15,966 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,51 | NBR0 | Combination | -15,966 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0 | NBR30 | Combination | -15,966 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,255 | NBR30 | Combination | -15,966 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |
| 1 | 0,51 | NBR30 | Combination | -15,966 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1-1 |

Fonte: O autor.

A Figura 52, indica as reações para as seis combinações diferentes criadas.

Figura 52: Valores das Reações da estrutura.

| TABLE: Base Reactions | | | | | | | |
|-----------------------|-------------|----------|--------------|----------|------------|-------------|----------|
| OutputCase | CaseType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ | GlobalMX | GlobalMY | GlobalMZ |
| Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| ASCI0 | Combination | -13,722 | -0,000003101 | 7102,864 | 67258,0013 | -85037,8763 | 128,554 |
| ASCI30 | Combination | -12,007 | -6,936 | 7103,853 | 67413,0321 | -85011,0627 | 32,6978 |
| ASCI60 | Combination | -7,066 | -12,244 | 7104,042 | 67525,873 | -84908,312 | -78,5369 |
| NBR0 | Combination | 3,084 | 1,781 | 7170,16 | 67805,0589 | -85402,7276 | -7,5059 |
| NBR30 | Combination | -9,362 | -5,405 | 7258,277 | 68863,1792 | -86749,637 | 33,6564 |
| NBR60 | Combination | -8,679 | -5,011 | 7228,751 | 68572,5888 | -86391,2116 | 30,4867 |

Fonte: O autor.

Foram utilizadas também os valores máximos dos esforços axiais representados por P, nos elementos das barras (Frames) como indicado nas Figura 53 e Figura 54. O esforço máximo de Tração de 1865,41 KN ocorre na Barra 554, e de Compressão de 537,60 KN na Barra 4.

Figura 53: Esforço máximo de Tração Axial na Estrutura.

| TABLE: Element Forces - Frames | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|------------|-------------|---------|----|----|------|------|------|-----------|-------------|--|
| Frame | Station | OutputCase | CaseType | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 | FrameElem | ElemStation | |
| Text | m | Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m | Text | m | |
| 554 | 0 | NBR0 | Combination | 537,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 554-1 | 0 | |
| 554 | 0,255 | NBR0 | Combination | 537,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 554-1 | 0,255 | |
| 554 | 0,51 | NBR0 | Combination | 537,6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 554-1 | 0,51 | |
| 1303 | 14,13142 | ASCI0 | Combination | 530,128 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 14,13142 | |
| 1303 | 7,06571 | ASCI0 | Combination | 529,454 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 7,06571 | |
| 1303 | 0 | ASCI0 | Combination | 529,045 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 0 | |
| 1303 | 14,13142 | ASCI30 | Combination | 520,64 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 14,13142 | |
| 1303 | 7,06571 | ASCI30 | Combination | 519,984 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 7,06571 | |
| 1303 | 0 | ASCI30 | Combination | 519,592 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 0 | |
| 1303 | 14,13142 | ASCI60 | Combination | 509,928 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 14,13142 | |
| 1303 | 7,06571 | ASCI60 | Combination | 509,273 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 7,06571 | |
| 1303 | 0 | ASCI60 | Combination | 508,883 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 0 | |
| 1303 | 14,13142 | NBR0 | Combination | 488,826 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 14,13142 | |
| 1303 | 7,06571 | NBR0 | Combination | 488,111 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 7,06571 | |
| 1303 | 0 | NBR0 | Combination | 487,659 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 0 | |
| 1303 | 14,13142 | NBR30 | Combination | 484,518 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 14,13142 | |
| 1303 | 7,06571 | NBR30 | Combination | 483,803 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 7,06571 | |
| 1303 | 0 | NBR30 | Combination | 483,352 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 0 | |
| 1303 | 14,13142 | NBR60 | Combination | 470,728 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 14,13142 | |
| 1303 | 7,06571 | NBR60 | Combination | 470,012 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 7,06571 | |
| 1303 | 0 | NBR60 | Combination | 469,551 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 1303 | 0 | |

Fonte: O autor.

Figura 54: Esforço máximo de Compressão na Estrutura.

| TABLE: Element Forces - Frames | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|---------|------------|-------------|-----------|----|----|------|------|------|-----------|-------------|--|
| Frame | Station | OutputCase | CaseType | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 | FrameElem | ElemStation | |
| Text | m | Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m | Text | m | |
| 4 | 0 | NBR0 | Combination | -1865,408 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-1 | 0 | |
| 4 | 0,075 | NBR0 | Combination | -1865,408 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-1 | 0,075 | |
| 4 | 0,075 | NBR0 | Combination | -1865,361 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-2 | 0 | |
| 4 | 0,225 | NBR0 | Combination | -1865,361 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-2 | 0,15 | |
| 4 | 0,225 | NBR0 | Combination | -1865,268 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-3 | 0 | |
| 4 | 0,3 | NBR0 | Combination | -1865,268 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-3 | 0,075 | |
| 4 | 0,3 | NBR0 | Combination | -1865,268 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-4 | 0 | |
| 4 | 0,375 | NBR0 | Combination | -1865,268 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-4 | 0,075 | |
| 4 | 0,375 | NBR0 | Combination | -1865,011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-5 | 0 | |
| 4 | 0,525 | NBR0 | Combination | -1865,011 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-5 | 0,15 | |
| 4 | 0,675 | NBR0 | Combination | -1864,766 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-8 | 0 | |
| 4 | 0,825 | NBR0 | Combination | -1864,766 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-8 | 0,15 | |
| 4 | 0,6 | NBR0 | Combination | -1864,731 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-7 | 0 | |
| 4 | 0,675 | NBR0 | Combination | -1864,731 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-7 | 0,075 | |
| 4 | 0,525 | NBR0 | Combination | -1864,687 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-6 | 0 | |
| 4 | 0,6 | NBR0 | Combination | -1864,687 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-6 | 0,075 | |
| 4 | 0,975 | NBR0 | Combination | -1864,555 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-11 | 0 | |
| 4 | 1,125 | NBR0 | Combination | -1864,555 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-11 | 0,15 | |
| 4 | 0,825 | NBR0 | Combination | -1864,523 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-9 | 0 | |
| 4 | 0,9 | NBR0 | Combination | -1864,523 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-9 | 0,075 | |
| 4 | 0,9 | NBR0 | Combination | -1864,506 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-10 | 0 | |
| 4 | 0,975 | NBR0 | Combination | -1864,506 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 4-10 | 0,075 | |

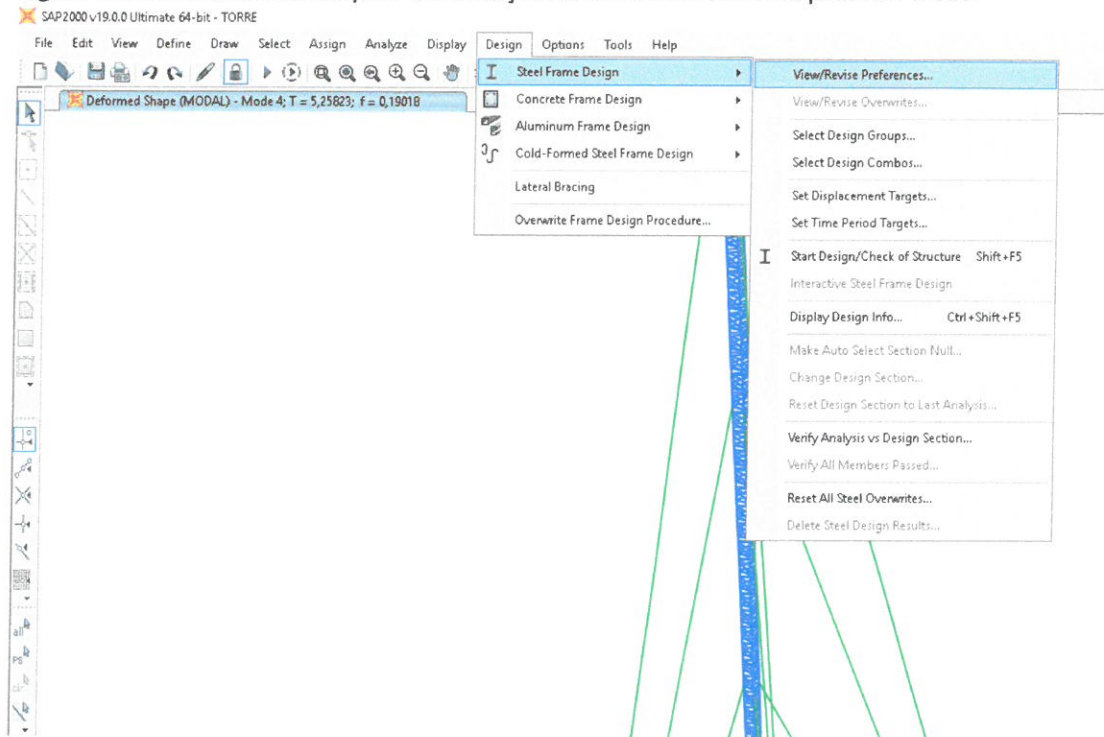
Fonte: O autor.

Com esses dados, será possível a realização do dimensionamento da Estrutura.

4.2 Dimensionamento segundo a AISC 360-10

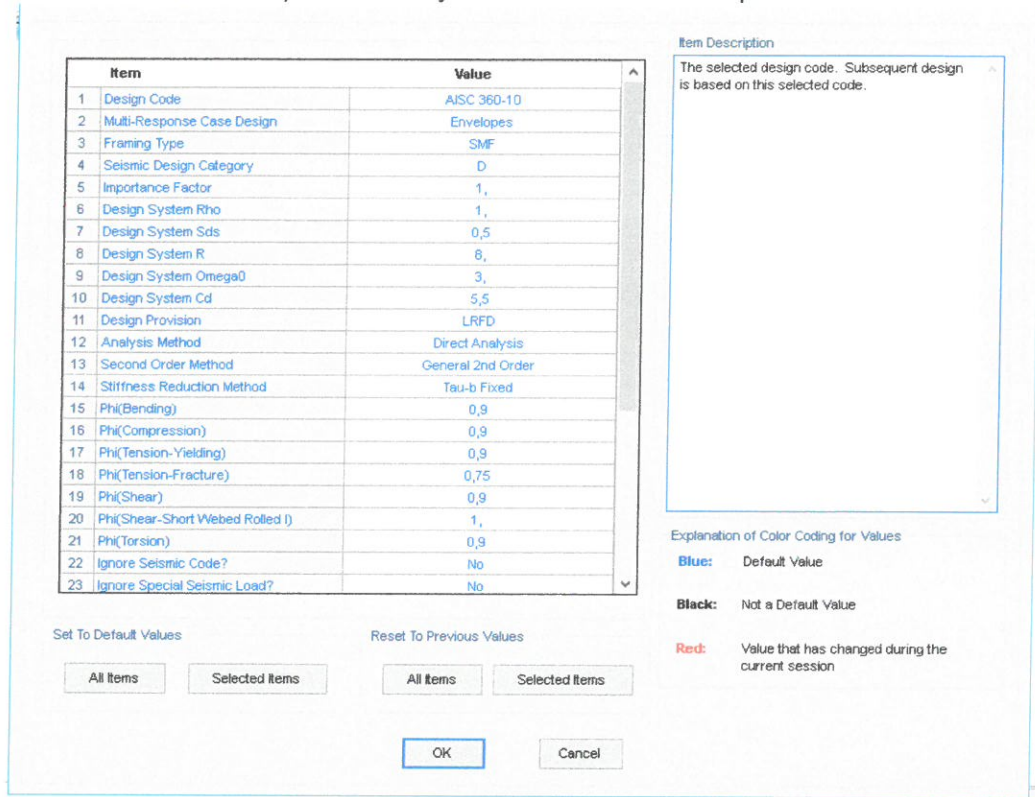
A estrutura será dimensionada segundo a AISC 360-10 como explicado no item 2.6.1. Primeiramente, o foi selecionada a norma para o dimensionamento como mostrado nas Figura 55 e Figura 56:

Figura 55: Escolha da Norma para a realização do Dimensionamento pelo SAP 2000.



Fonte: O autor.

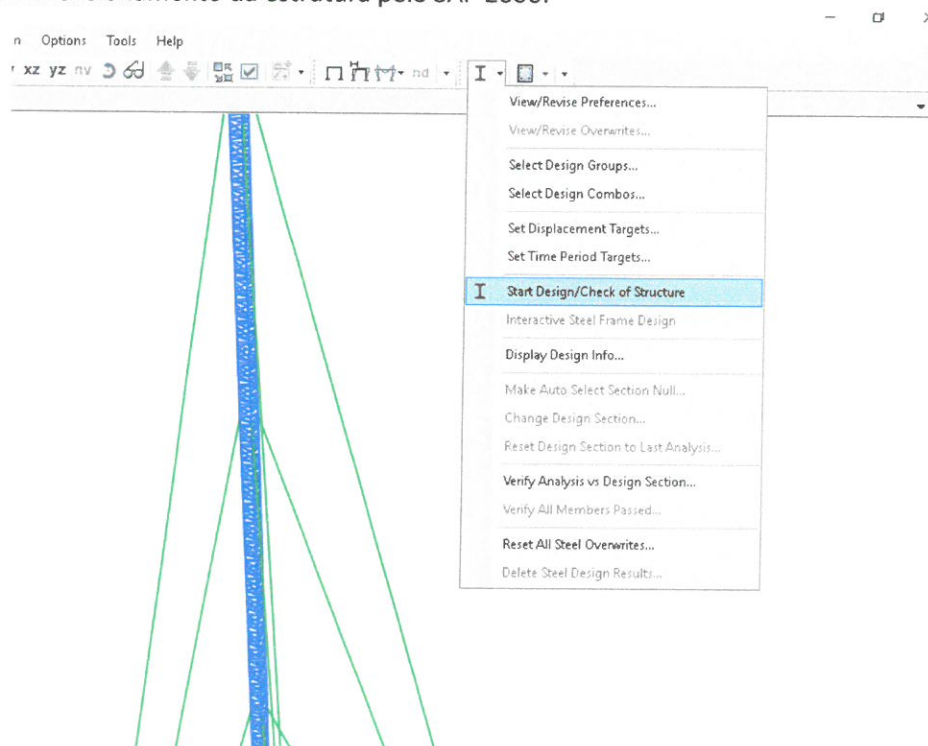
Figura 56: Escolha da Norma para a realização do Dimensionamento pelo SAP 2000



Fonte: O autor.

A Figura 57, mostra o comando para realizar o dimensionamento:

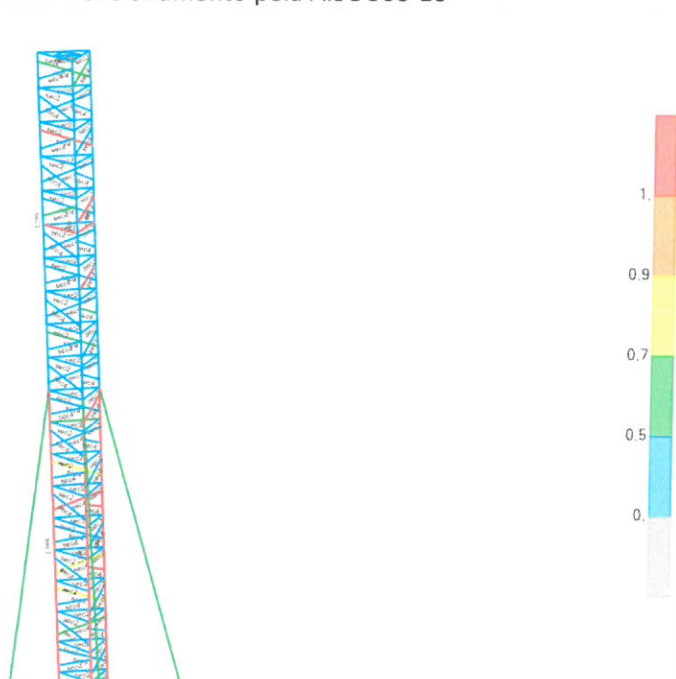
Figura 57: Dimensionamento da estrutura pelo SAP 2000.



Fonte: O autor.

Ao rodar o comando de Dimensionamento, o SAP 2000 responde a análise de acordo com cada barra da Torre como mostrado na Figura 58:

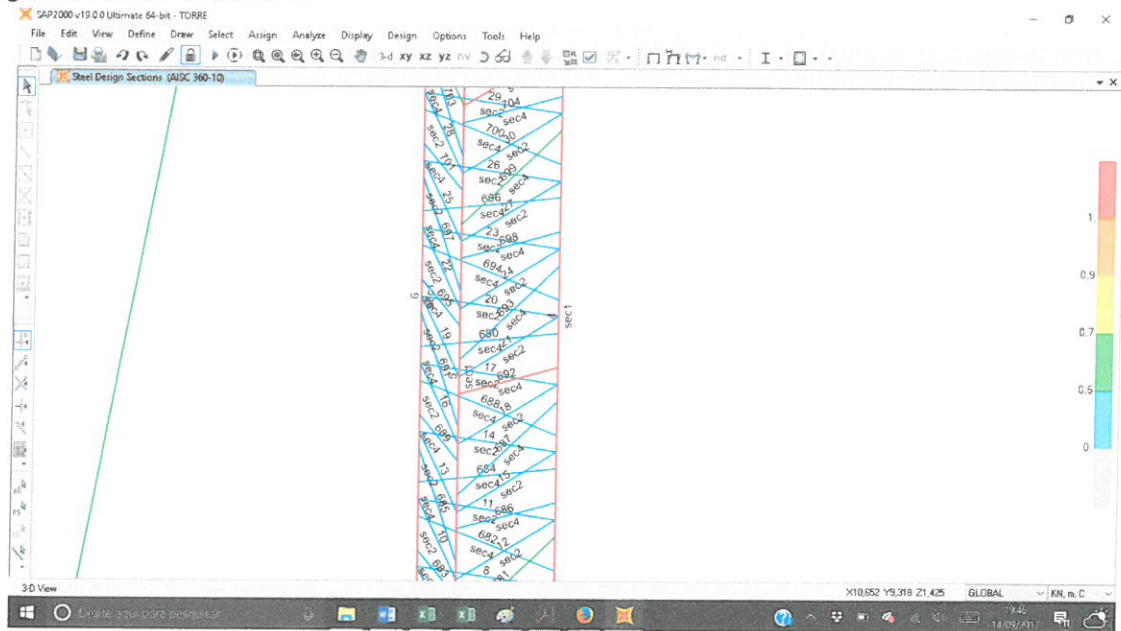
Figura 58: Resposta da Estrutura ao Dimensionamento pela AISC 360-10



Fonte: O autor.

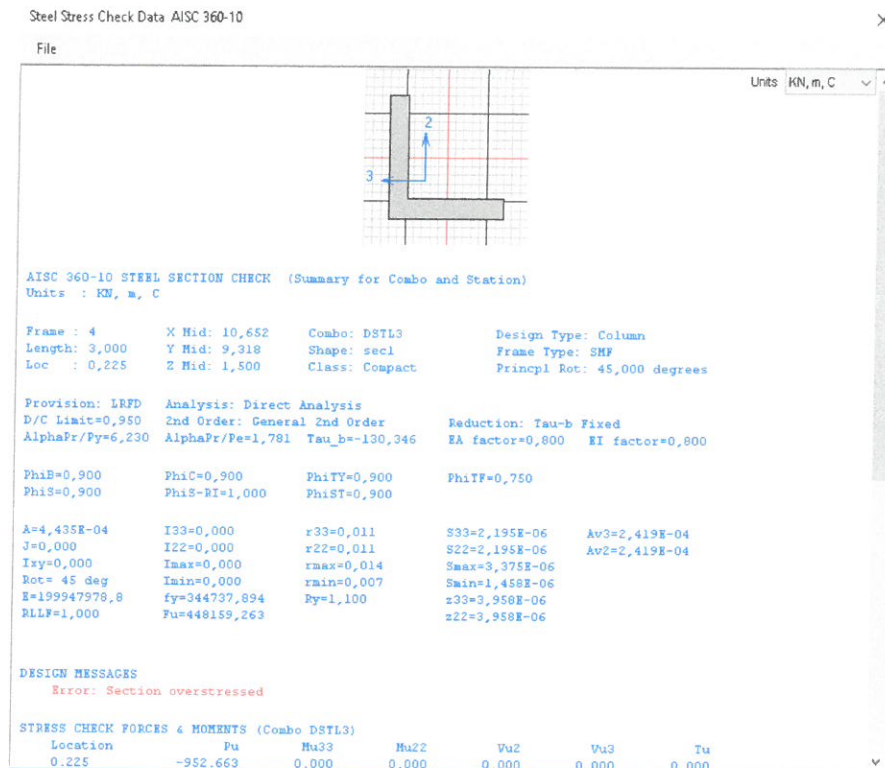
As Figuras Figura 59, Figura 60 e Figura 61 indicam a resposta da barra de esforço máximo de compressão (barra 4):

Figura 59: Zoom da Barra 4 .



Fonte: O autor.

Figura 60: Resposta da Análise para a Barra 4.



Fonte: O autor.

Figura 61: Resposta da Análise para a Barra 4.

Steel Stress Check Data AISC 360-10

File

DESIGN MESSAGES
Error: Section overstressed

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL25)

| Location | Pu | Mu33 | Mu22 | Vu2 | Vu3 | Tu |
|----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0,510 | -512,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)
D/C Ratio: 16,369 = 16,37 + 0,000 + 0,000
= $f_a/F_a + f_{bw}/F_{bw} + f_{bz}/F_{bz}$

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

| Factor | L | K1 | K2 | B1 | B2 | Cm |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Major Bending | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Minor Bending | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |

LTB

| | Ltbb | Kltb | Cb |
|-----|-------|-------|-------|
| LTB | 1,000 | 1,000 | 1,000 |

Axial

| | Pu Force | phi*Pnc Capacity | phi*Pnt Capacity |
|-------|----------|------------------|------------------|
| Axial | -512,000 | 31,279 | 69,809 |

Major Moment

| | Mu Moment | phi*Mn Capacity | phi*Mn No LTB |
|--------------|-----------|-----------------|---------------|
| Major Moment | 0,000 | 0,405 | 0,405 |
| Minor Moment | 0,000 | 0,218 | |

Minor Moment

SHEAR CHECK

| | Vu Force | phi*Vn Capacity | Stress Ratio | Status Check |
|-------------|----------|-----------------|--------------|--------------|
| Major Shear | 0,000 | 23,270 | 0,000 | OK |
| Minor Shear | 0,000 | 23,270 | 0,000 | OK |

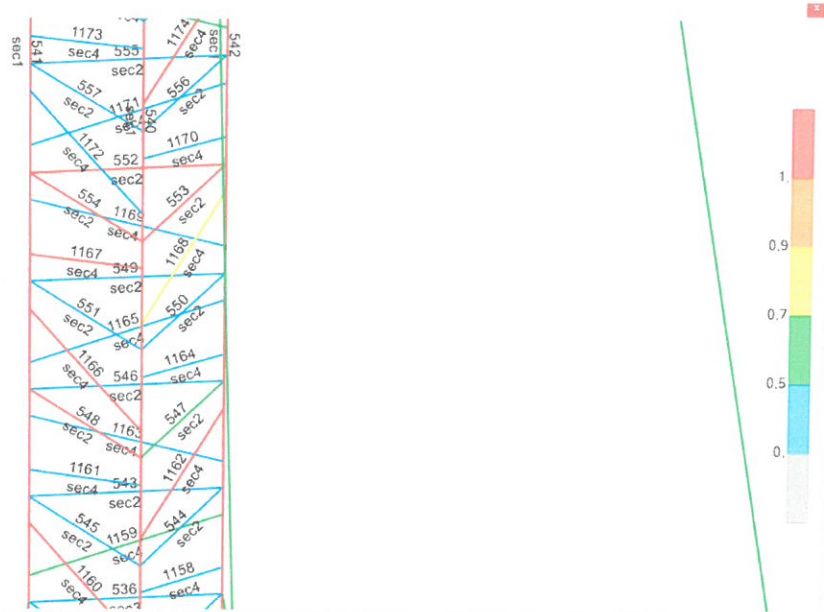
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BERMS

| | VMajor Left | VMajor Right |
|------------|-------------|--------------|
| Major (V2) | 0,000 | 0,000 |

Fonte: O autor.

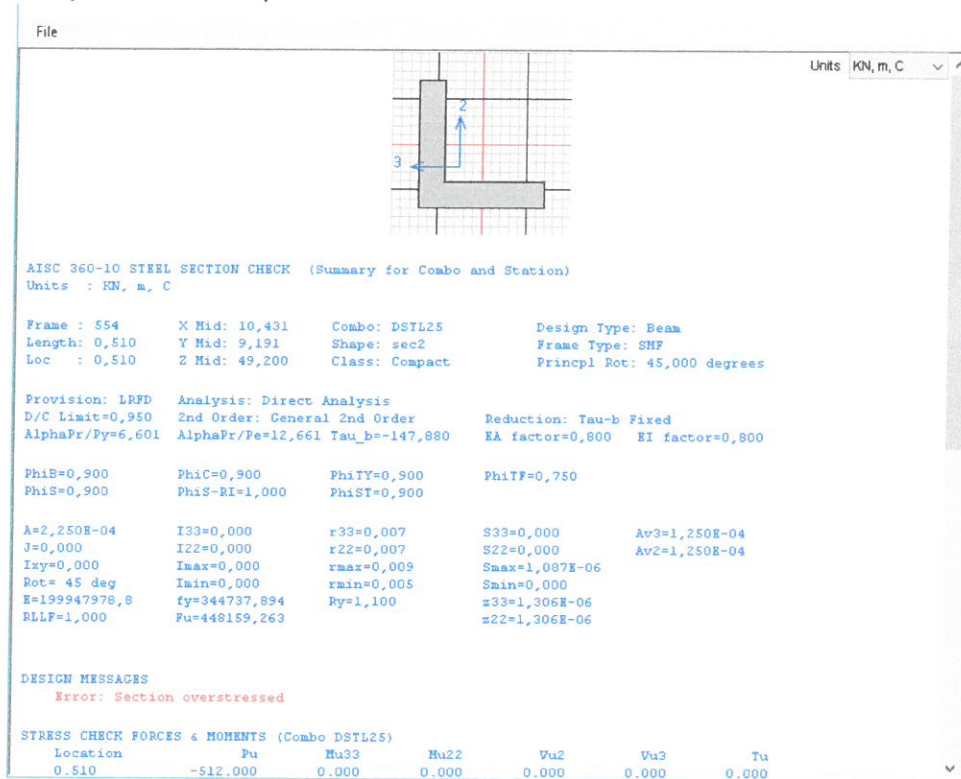
As Figura 62, Figura 63 e Figura 64, indicam a resposta da barra de esforço máximo de tração (barra 554):

Figura 62: Zoom da Barra 554.



Fonte: O autor.

Figura 63: Resposta da Análise para a Barra 4.



Fonte: O autor.

Figura 64: Resposta da Análise para a Barra 4.

Steel Stress Check Data AISC 360-10

File

Units: kN, m, C

DESIGN MESSAGES
 Error: Section overstressed

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL25)

| Location | Pu | Mu33 | Mu22 | Vu2 | Vu3 | Tu |
|----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0,510 | -512,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)
 D/C Ratio: 16,369 = 16,37 + 0,000 + 0,000
 = fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

| Factor | L | K1 | K2 | B1 | B2 | Cm |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Major Bending | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Minor Bending | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |

LTB

| | Litb | Kitb | Cb |
|-----|-------|-------|-------|
| LTB | 1,000 | 1,000 | 1,000 |

Axial

| | Pu Force | phi*Pnc Capacity | phi*Pnt Capacity |
|-------|----------|------------------|------------------|
| Axial | -512,000 | 31,279 | 69,809 |

Major Moment

| | Mu Moment | phi*Mn Capacity | phi*Mn No LTB |
|--------------|-----------|-----------------|---------------|
| Major Moment | 0,000 | 0,405 | 0,405 |
| Minor Moment | 0,000 | 0,218 | |

SHEAR CHECK

| | Vu Force | phi*Vn Capacity | Stress Ratio | Status Check |
|-------------|----------|-----------------|--------------|--------------|
| Major Shear | 0,000 | 23,270 | 0,000 | OK |
| Minor Shear | 0,000 | 23,270 | 0,000 | OK |

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

| | VMajor Left | VMajor Right |
|------------|-------------|--------------|
| Major (V2) | 0,000 | 0,000 |

Fonte: O autor.

De acordo com a ASCI 360-10 a resposta das barras, estão aceitáveis caso os valores que estejam abaixo de 0,7 (cor verde). Serão feitas escolhas de novas seções com base em modificar as seções das barras do mesmo padrão da Barra 4, e da Barra 554.

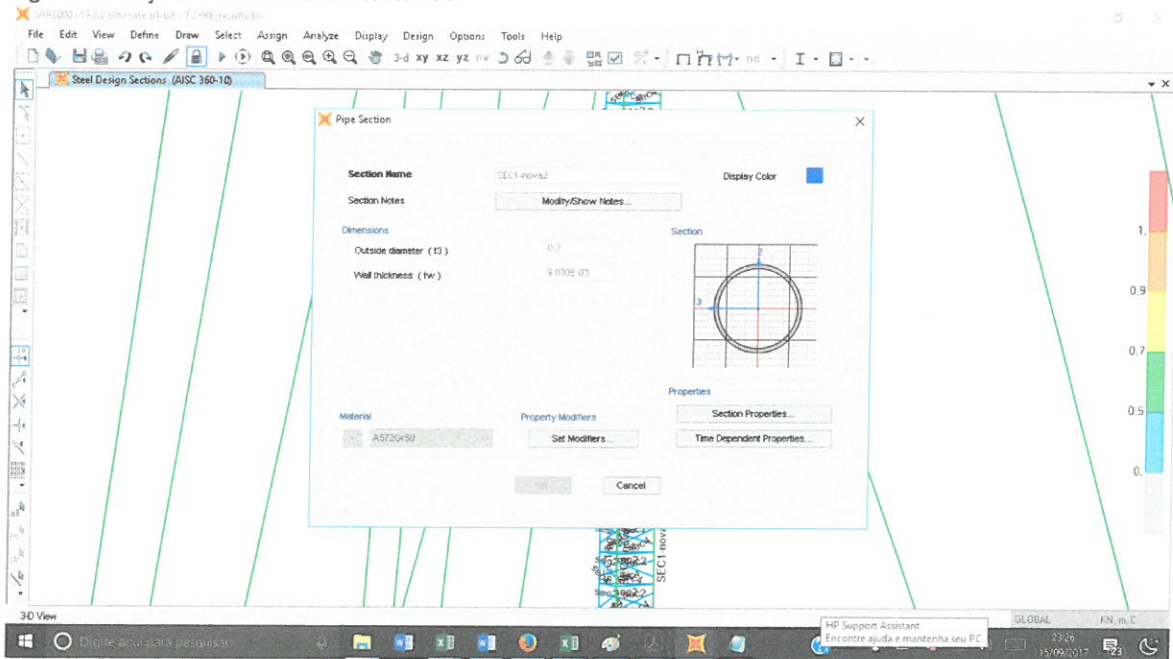
4.2.1 Situação para as Seções Dimensionadas

4.2.1.1 Situação 1

Para a primeira situação escolhemos uma seção Tubular circular para a Barra 4 e as demais de mesma seção transversal. A seção escolhida possui um diâmetro nominal de 200mm e uma espessura de 9mm e está representada na

Figura 65.

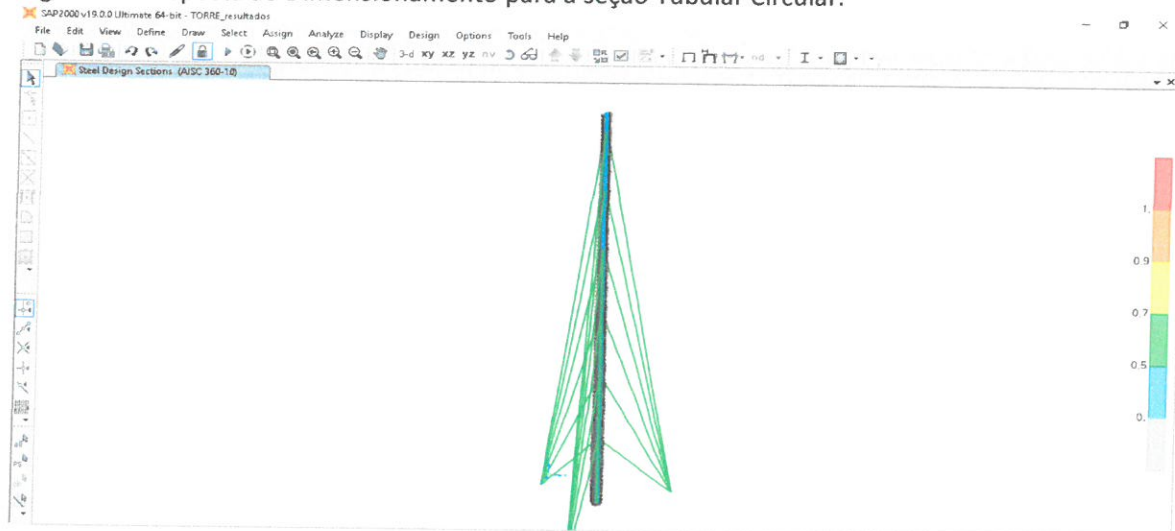
Figura 65: Seção Tubular circular escolhida.



Fonte: O autor.

A seção escolhida, teve uma resposta ao dimensionamento como esperado, como representado na Figura 66.

Figura 66: Resposta ao Dimensionamento para a seção Tubular Circular.

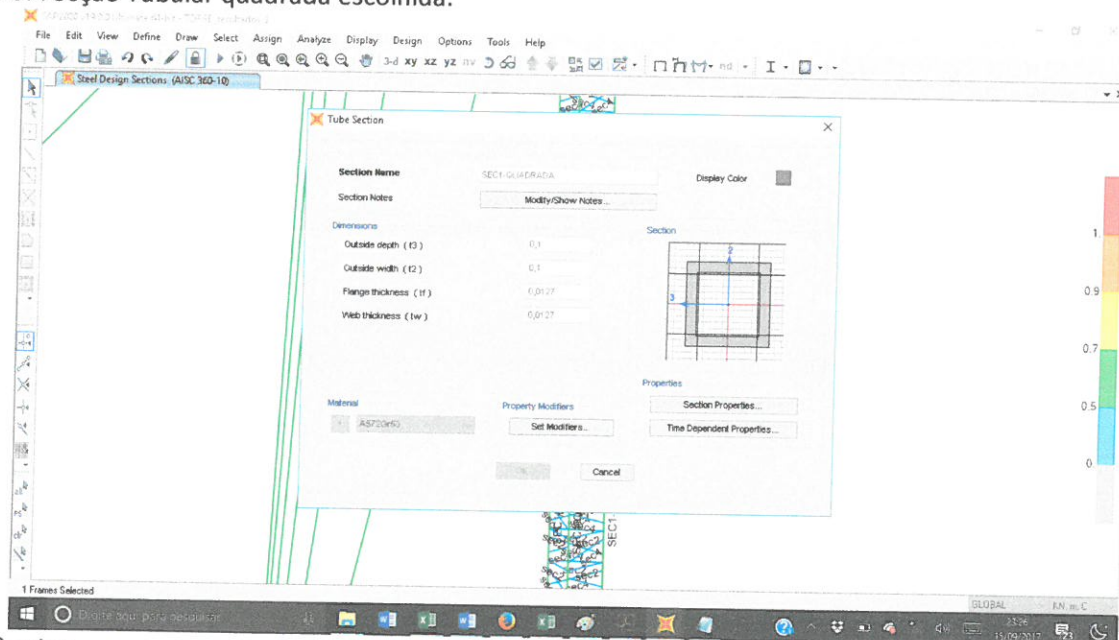


Fonte: O autor.

4.2.1.2 Situação 2

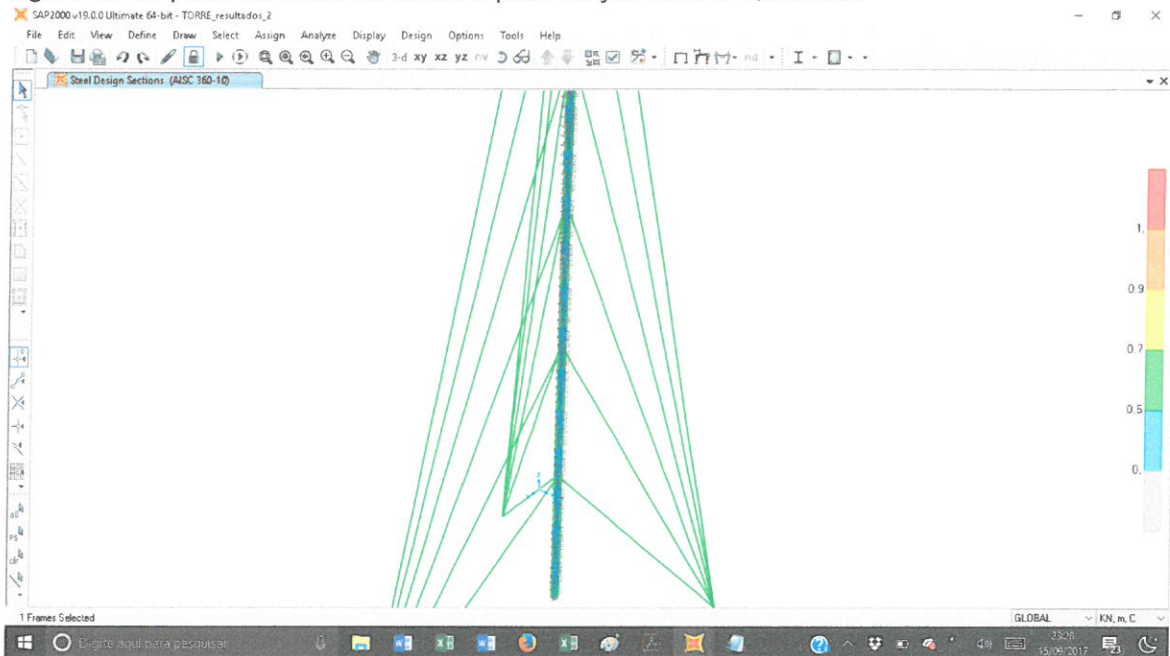
Para a primeira situação escolhemos uma seção Tubular Quadrada para a Barra 4 e as demais de mesma seção transversal. A seção escolhida foi de 100mm e espessura de 12,7mm e está representada na Figura 67.

Figura 67: Seção Tubular quadrada escolhida.



Fonte: O autor.

Figura 68: Resposta ao Dimensionamento para a seção Tubular Quadrada.



Fonte: O autor.

4.3 Verificação da Estabilidade Global da Estrutura

Como determinado no Item 2.4, será necessária uma análise de Estabilidade da Estrutura, através do Parâmetro Gama-Z. Determinando se a Estrutura para as seções das duas situações escolhidas será de nós Fixos ou de nós móveis.

4.3.1 Parâmetro Gama-Z

Primeiramente, Temos que calcular o Peso próprio da Estrutura por módulo, da estrutura, que será essencial para determinar a Força Vertical atuante nos nós. Como mostrado nas Tabelas Tabela 18, Tabela 19 e Tabela 20.

Tabela 18: Peso Próprio em KN por Módulo da Torre para as Seções de Projeto.

| | área(m ²) | L(m) | Qty | Peso (KN) |
|-----------------------------|-----------------------|--------|-----|-------------|
| seção 1 | 4,44E-03 | 3 | 3 | 3,07 |
| seção 2 | 2,25E-04 | 0,51 | 18 | 0,16 |
| seção 3 | 3,25E-04 | 0,51 | 6 | 0,08 |
| seção 4 | 1,77E-04 | 0,5316 | 30 | 0,22 |
| Peso (KN) por módulo | | | | 3,53 |

Fonte: O autor.

Tabela 19: Peso Próprio em KN por Módulo da Torre para a Seção Tubular Circular.

| | área(m ²) | L(m) | Qty | Peso (KN) |
|-----------------------------|-----------------------|--------|-----|-------------|
| seção 1 | 5,40E-03 | 3 | 3 | 3,74 |
| seção 2 | 4,01E-04 | 0,51 | 18 | 0,28 |
| seção 3 | 5,90E-04 | 0,51 | 6 | 0,14 |
| seção 4 | 7,92E-04 | 0,5316 | 30 | 0,97 |
| Peso (KN) por módulo | | | | 5,14 |

Fonte: O autor.

Tabela 20: Peso Próprio em KN por Módulo da Torre para Seção Tubular Quadrada.

| | área(m ²) | L(m) | Qty | Peso (KN) |
|-----------------------------|-----------------------|--------|-----|-------------|
| seção 1 | 4,44E-03 | 3 | 3 | 2,00 |
| seção 2 | 4,01E-04 | 0,51 | 18 | 0,18 |
| seção 3 | 5,90E-04 | 0,51 | 6 | 0,09 |
| seção 4 | 8,73E-04 | 0,5316 | 30 | 0,70 |
| Peso (KN) por módulo | | | | 2,97 |

Fonte: O autor.

Adicionados aos Pesos próprios, atuarão também como Forças Verticais, os Pesos Próprios das Antenas, e a Carga acidental de Pessoas e Equipamentos para Manutenção.

Para os cálculos do Parâmetro Gama-z, as forças horizontais consideradas, serão as cargas de vento, iremos então avaliar a pior situação, para as cargas perpendiculares ou paralelas às faces. Logo aplicaremos as cargas perpendiculares à Face I da Torre para o vento a 30°.

Os deslocamentos também foram considerados para a mesma situação de vento, os valores são importados diretamente do SAP. Com todos os valores necessários através das Tabelas Tabela 21, Tabela 22 e Tabela 23, são calculados os parâmetros Gama-z para a situação de seção de Projeto e para as seções redimensionadas de seção tubular circular, e seção tubular quadrada.

Tabela 21: Valor Calculado do Gama-Z para seção de Projeto.

| Piso | Carga (KN) | Altura (m) | M1, tot,d | Peso Total | deslocamento | gamaf*M, tot,d |
|----------|------------|------------|-----------|------------|-----------------|----------------|
| 20 | 0,77 | 60 | 46,130 | 2,860 | -0,91 | -2,60 |
| 19 | 0,76 | 57 | 43,376 | 4,037 | -0,98 | -3,96 |
| 18 | 0,75 | 54 | 40,651 | 8,053 | -0,94 | -7,56 |
| 17 | 0,74 | 51 | 37,956 | 12,070 | -0,90 | -10,82 |
| 16 | 0,74 | 48 | 35,293 | 16,087 | -0,23 | -3,67 |
| 15 | 0,73 | 45 | 32,663 | 20,103 | -0,38 | -7,67 |
| 14 | 0,72 | 42 | 30,067 | 24,120 | -0,43 | -10,39 |
| 13 | 0,71 | 39 | 27,509 | 28,137 | -0,47 | -13,29 |
| 12 | 0,69 | 36 | 24,990 | 32,153 | -0,50 | -16,08 |
| 11 | 0,68 | 33 | 22,512 | 36,170 | -0,45 | -16,44 |
| 10 | 0,67 | 30 | 20,079 | 40,187 | -0,43 | -17,45 |
| 9 | 0,66 | 27 | 17,694 | 44,203 | -0,39 | -17,12 |
| 8 | 0,64 | 24 | 15,362 | 48,220 | -0,36 | -17,29 |
| 7 | 0,62 | 21 | 13,088 | 52,237 | -0,32 | -16,46 |
| 6 | 0,60 | 18 | 10,877 | 56,253 | -0,28 | -15,56 |
| 5 | 0,58 | 15 | 8,740 | 60,270 | -0,23 | -14,08 |
| 4 | 0,56 | 12 | 6,687 | 64,287 | -0,19 | -12,24 |
| 3 | 0,53 | 9 | 4,735 | 68,303 | -0,15 | -10,16 |
| 2 | 0,49 | 6 | 2,911 | 72,320 | -0,10 | -7,17 |
| 1 | 0,62 | 3 | 1,870 | 76,337 | -0,05 | -3,81 |
| | | M1 | 443,190 | | M, tot,d | -223,81 |
| M1,tot,d | 1329,57 | nº Port. | 3 | | Gama z = | 1,202 |

Fonte: O autor.

Tabela 22: Valor Calculado do Gama-Z para seção tubular circular.

| Módulo | Carga (KN) | Altura (m) | M1, tot,d | Peso Total | deslocamento | gamaf*M, tot,d |
|--------|------------|------------|-----------|------------|--------------|----------------|
| 20 | 0,77 | 60 | 46,130 | 2,860 | 0,2737 | 0,783 |
| 19 | 0,76 | 57 | 43,376 | 4,573 | 0,2995 | 1,370 |
| 18 | 0,75 | 54 | 40,651 | 9,127 | 0,2164 | 1,975 |
| 17 | 0,74 | 51 | 37,956 | 13,680 | 0,2117 | 2,896 |
| 16 | 0,74 | 48 | 35,293 | 18,233 | 0,2202 | 4,016 |
| 15 | 0,73 | 45 | 32,663 | 22,787 | 0,1749 | 3,984 |
| 14 | 0,72 | 42 | 30,067 | 27,340 | 0,1546 | 4,227 |
| 13 | 0,71 | 39 | 27,509 | 31,893 | 0,0884 | 2,819 |
| 12 | 0,69 | 36 | 24,990 | 36,447 | 0,0281 | 1,025 |
| 11 | 0,68 | 33 | 22,512 | 41,000 | 0,0016 | 0,064 |
| 10 | 0,67 | 30 | 20,079 | 45,553 | -0,5742 | -26,157 |
| 9 | 0,66 | 27 | 17,694 | 50,107 | -0,0617 | -3,092 |
| 8 | 0,64 | 24 | 15,362 | 54,660 | -0,0443 | -2,422 |

| | | | | | | |
|-----------|---------|----------|---------|-----------------|---------|--------------|
| 7 | 0,62 | 21 | 13,088 | 59,213 | -0,0426 | -2,521 |
| 6 | 0,60 | 18 | 10,877 | 63,767 | -0,0367 | -2,338 |
| 5 | 0,58 | 15 | 8,740 | 68,320 | -0,0301 | -2,056 |
| 4 | 0,56 | 12 | 6,687 | 72,873 | -0,0260 | -1,892 |
| 3 | 0,53 | 9 | 4,735 | 77,427 | -0,0086 | -0,667 |
| 2 | 0,49 | 6 | 2,911 | 81,980 | -0,0054 | -0,444 |
| 1 | 0,62 | 3 | 1,870 | 86,533 | -0,0032 | -0,279 |
| M1 | | | 443,190 | M, tot,d | | -18,709 |
| M1,tot,d | 1329,57 | nº Port. | 3 | Gama z = | | 0,986 |

Fonte: O autor.

Tabela 23: Valor Calculado do Gama-Z para seção tubular quadrada.

| Piso | Carga (KN) | Altura (m) | M1, tot,d | Peso Total | deslocamento | gamaf*M, tot,d |
|-----------|------------|------------|-----------|-----------------|--------------|----------------|
| 20 | 0,77 | 60 | 46,130 | 2,860 | 0,6661 | 1,905 |
| 19 | 0,76 | 57 | 43,376 | 4,383 | 0,5347 | 2,344 |
| 18 | 0,75 | 54 | 40,651 | 8,747 | 0,4206 | 3,679 |
| 17 | 0,74 | 51 | 37,956 | 13,110 | 0,3501 | 4,590 |
| 16 | 0,74 | 48 | 35,293 | 17,473 | 0,3357 | 5,866 |
| 15 | 0,73 | 45 | 32,663 | 21,837 | 0,3304 | 7,214 |
| 14 | 0,72 | 42 | 30,067 | 26,200 | 0,2465 | 6,458 |
| 13 | 0,71 | 39 | 27,509 | 30,563 | 0,1830 | 5,593 |
| 12 | 0,69 | 36 | 24,990 | 34,927 | 0,0950 | 3,319 |
| 11 | 0,68 | 33 | 22,512 | 39,290 | 0,0990 | 3,890 |
| 10 | 0,67 | 30 | 20,079 | 43,653 | -0,0941 | -4,110 |
| 9 | 0,66 | 27 | 17,694 | 48,017 | -0,0922 | -4,427 |
| 8 | 0,64 | 24 | 15,362 | 52,380 | -0,0720 | -3,774 |
| 7 | 0,62 | 21 | 13,088 | 56,743 | -0,0788 | -4,474 |
| 6 | 0,60 | 18 | 10,877 | 61,107 | -0,0605 | -3,697 |
| 5 | 0,58 | 15 | 8,740 | 65,470 | -0,0458 | -2,995 |
| 4 | 0,56 | 12 | 6,687 | 69,833 | -0,0426 | -2,976 |
| 3 | 0,53 | 9 | 4,735 | 74,197 | -0,0101 | -0,748 |
| 2 | 0,49 | 6 | 2,911 | 78,560 | -0,0062 | -0,483 |
| 1 | 0,62 | 3 | 1,870 | 82,923 | -0,0039 | -0,327 |
| M1 | | | 443,190 | M, tot,d | | 16,847 |
| M1,tot,d | 1329,57 | nº Port. | 3 | Gama z = | | 1,013 |

Fonte: O autor.

Como mostrado nas Tabelas, o Valor de Gama-Z, para as situações de seção tubular circular e quadrada deram inferior à 1,1, logo a estrutura será considerada de nós fixos para estes casos, e para o caso de seção o valor de Gama-z representado por 1,2, indica que a estrutura seja de nós móveis para este caso.

4.4 Modos de Vibração da Estrutura

Após os estudos de Estabilidade Global foram obtidos as frequências naturais fundamentais para 12 modos de Vibração gerados automaticamente pelo SAP 2000 para os casos da Torre com as Seções de Projeto, e para a Torre com seção Tubular circular e Quadrada.

4.4.1 Seções da Torre em Projeto

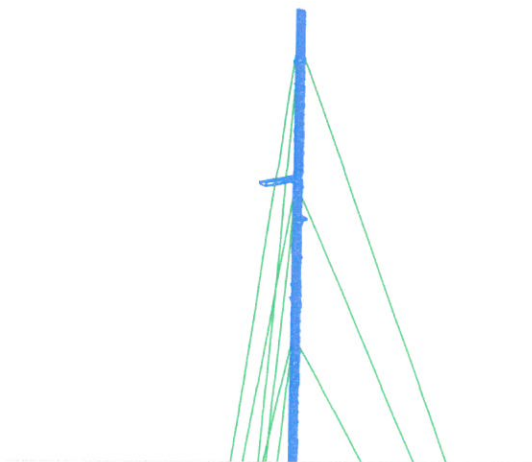
Para o caso das seções de Projeto, temos como resposta os valores de Períodos e frequências para os modos de Vibração representado na Tabela 24. E as representações da Estrutura Para cada Modo estão representados nas Figuras 69 a 80.

Tabela 24: Tabela de Períodos e Frequências dos Modos de Vibração para seções de Projeto.

| Modo de Vibração | Período (segundos) | Frequência (HZ) |
|-------------------------|---------------------------|------------------------|
| 1 | 21,28 | 0,05 |
| 2 | 13,28 | 0,08 |
| 3 | 8,74 | 0,11 |
| 4 | 5,26 | 0,19 |
| 5 | 2,77 | 0,36 |
| 6 | 1,27 | 0,79 |
| 7 | 0,53 | 1,89 |
| 8 | 0,34 | 2,92 |
| 9 | 0,33 | 3,05 |
| 10 | 0,22 | 4,60 |
| 11 | 0,22 | 4,65 |
| 12 | 0,15 | 6,85 |

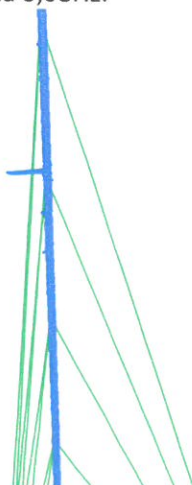
Fonte: O autor.

Figura 69: Modo de Vibração 1 com Frequência 0,05Hz.



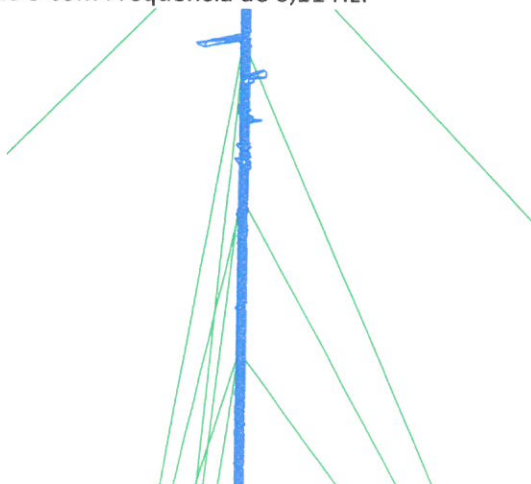
Fonte: O autor.

Figura 70: Modo de Vibração 2 com Frequência 0,08Hz.



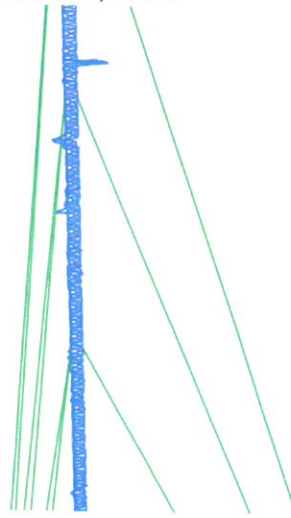
Fonte: O autor.

Figura 71: Modo de Vibração 3 com Frequência de 0,11 Hz.



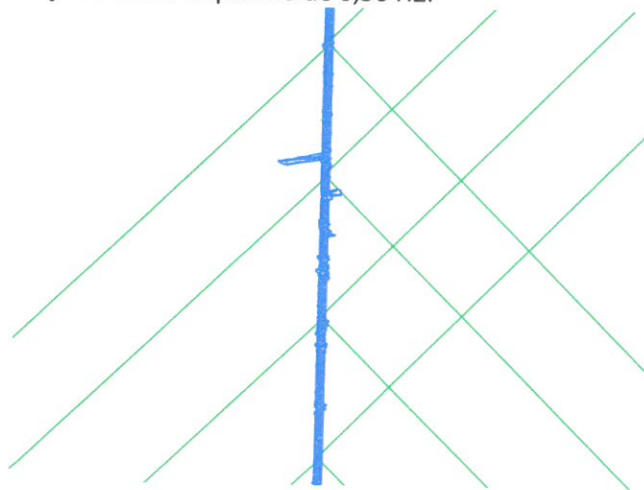
Fonte: O autor.

Figura 72: Modo de Vibração 4 com Frequência de 0,19 Hz.



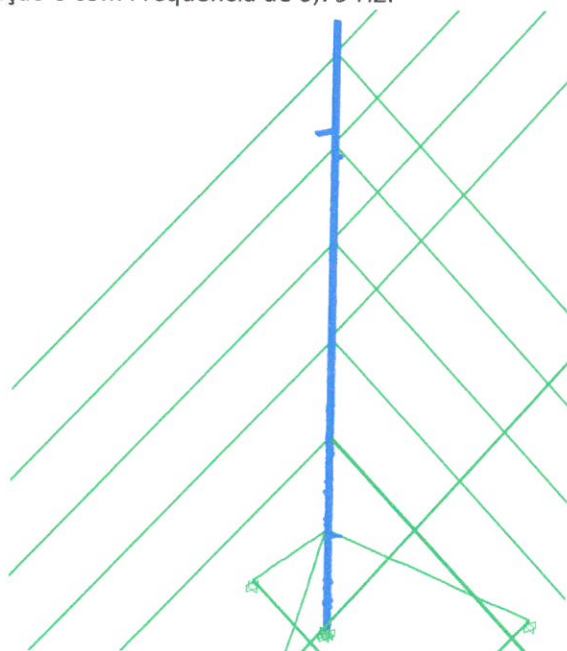
Fonte: O autor.

Figura 73: Modo de Vibração 5 com Frequência de 0,36 HZ.



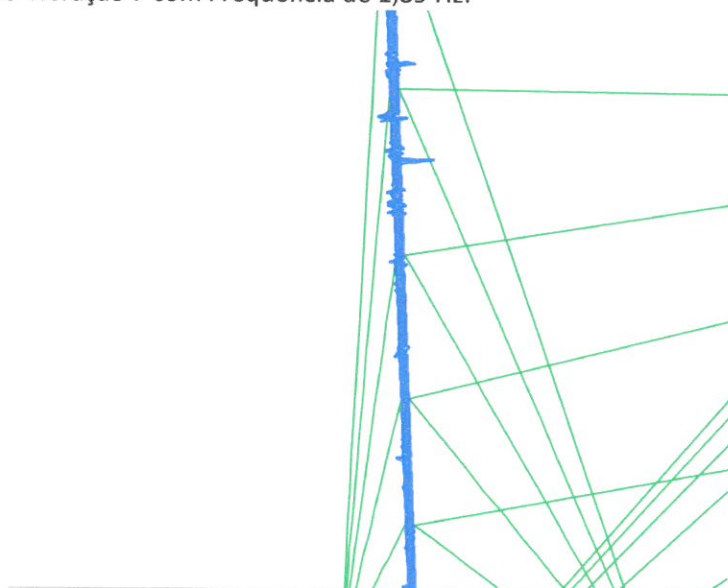
Fonte: O autor.

Figura 74: Modo de Vibração 6 com Frequência de 0,79 HZ.



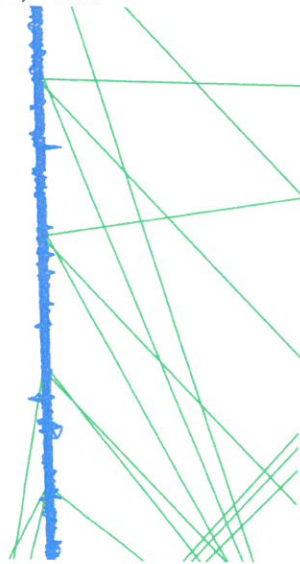
Fonte: O autor.

Figura 75: Modo de Vibração 7 com Frequência de 1,89 Hz.



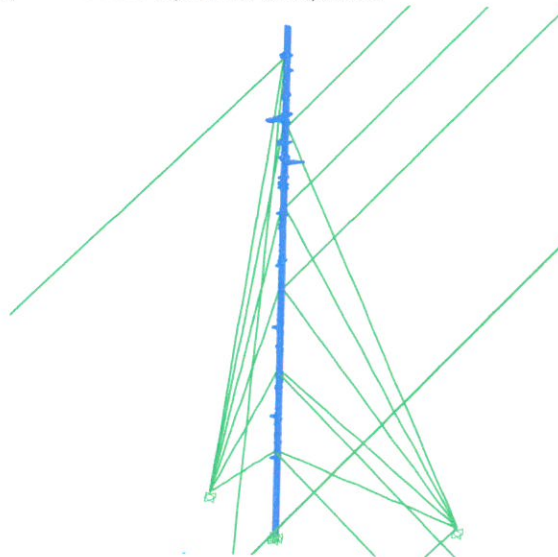
Fonte: O autor.

Figura 76: Modo de Vibração 8 com Frequência de 2,92 HZ.



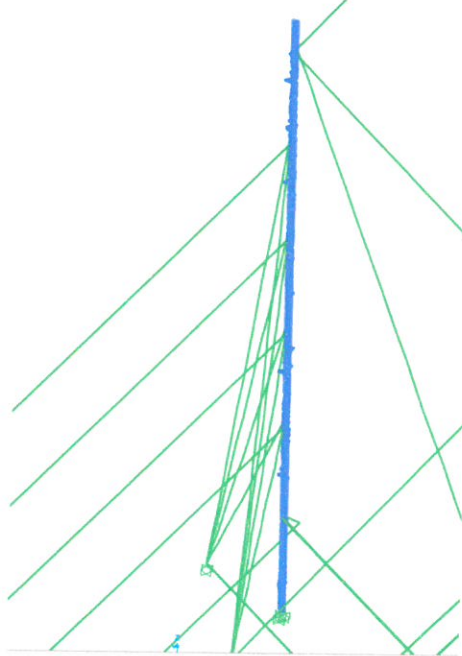
Fonte: O autor.

Figura 77: Modo de Vibração 9 com Frequência de 3,05HZ.



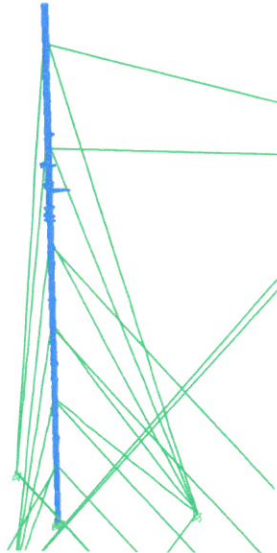
Fonte: O autor.

Figura 78: Modo de Vibração 10 com Frequência de 4,60HZ.



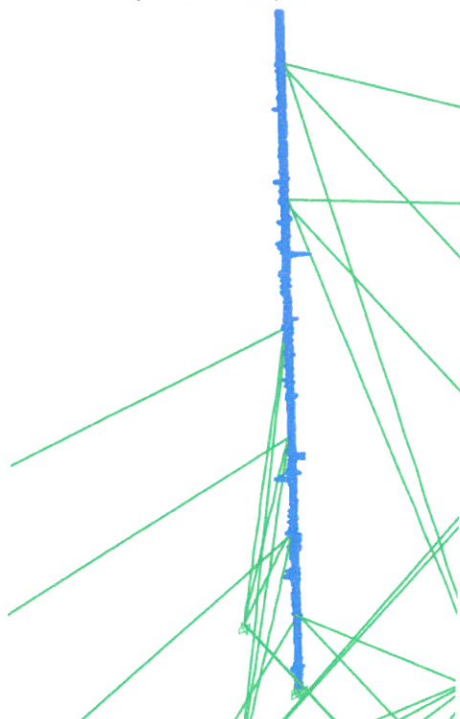
Fonte: O autor.

Figura 79: Modo de Vibração 11 com Frequência de 4,65HZ.



Fonte: O autor.

Figura 80: Modo de Vibração 12 com Frequência de 6,85HZ.



Fonte: O autor.

4.4.2 Seção Tubular Circular

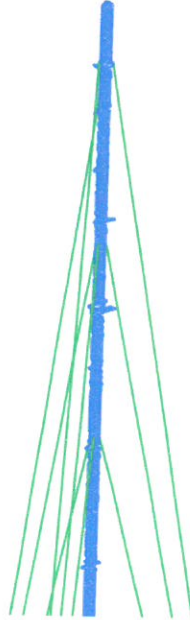
Para o caso da seção Tubular Circular, temos como resposta os valores de Períodos e Frequências para os modos de Vibração representado na Tabela 245. E as representações da Estrutura Para cada Modo estão representados nas Figuras 81 a 92.

Tabela 25: Tabela de Períodos e Frequências dos Modos de Vibração para seção Tubular Circular.

| Modo de Vibração | Período (segundos) | Frequência (HZ) |
|------------------|--------------------|-----------------|
| 1 | 16,58 | 0,06 |
| 2 | 11,96 | 0,08 |
| 3 | 7,92 | 0,13 |
| 4 | 4,79 | 0,21 |
| 5 | 2,55 | 0,39 |
| 6 | 1,22 | 0,82 |
| 7 | 0,41 | 2,44 |
| 8 | 0,29 | 3,39 |
| 9 | 0,27 | 3,72 |
| 10 | 0,2 | 5,09 |
| 11 | 0,19 | 5,15 |
| 12 | 0,13 | 7,52 |

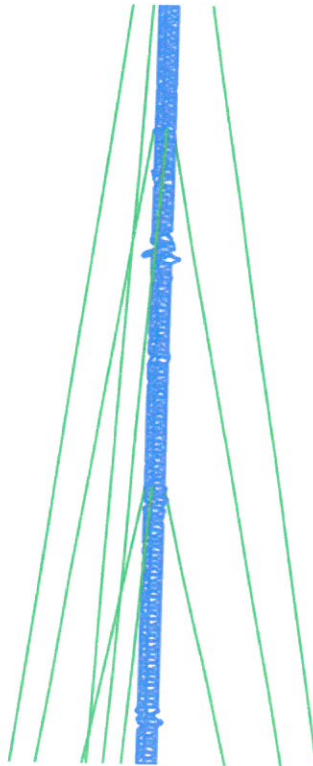
Fonte: O autor.

Figura 81: Modo de Vibração 1 com Frequência de 0,06 HZ.



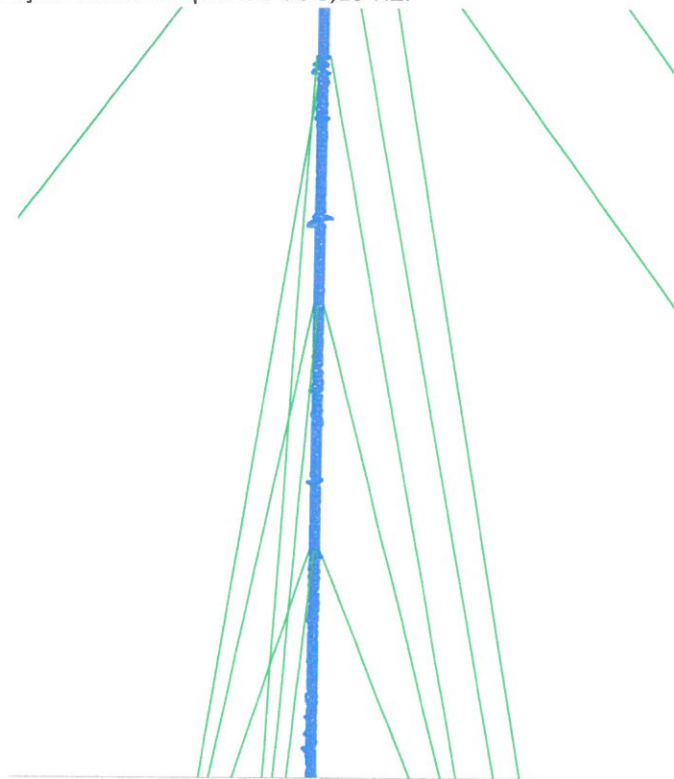
Fonte: O autor.

Figura 82: Modo de Vibração 2 com Frequência de 0,08 HZ.



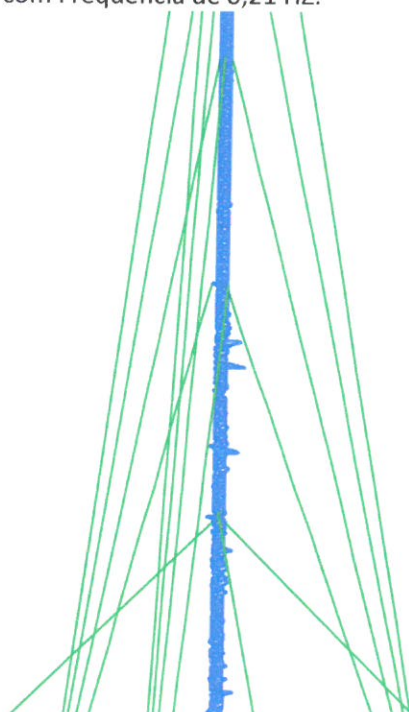
Fonte: O autor.

Figura 83: Modo de Vibração 3 com Frequência de 0,13 HZ.



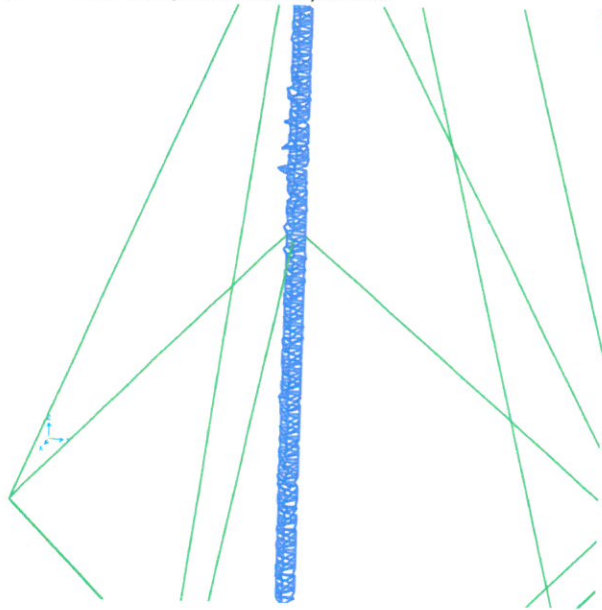
Fonte: O autor.

Figura 84: Modo de Vibração 4 com Frequência de 0,21 HZ.



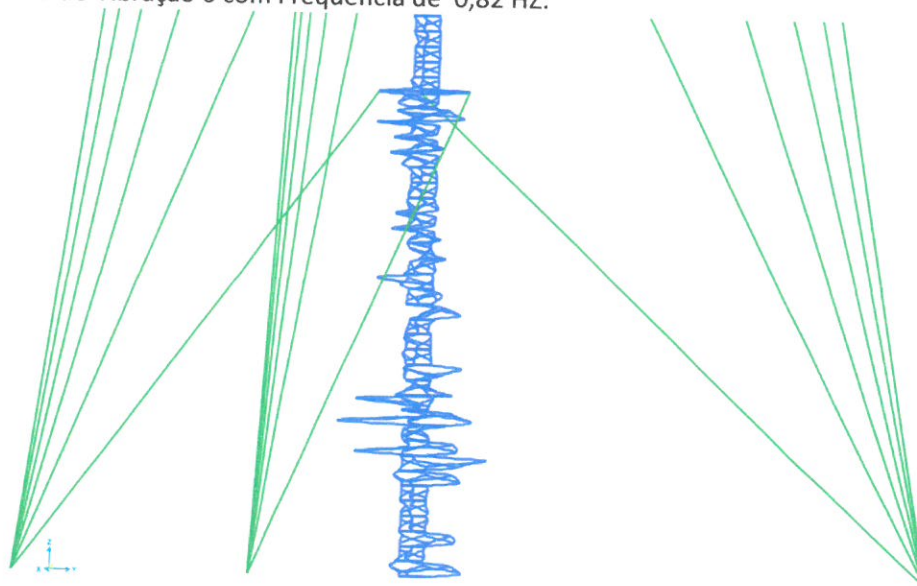
Fonte: O autor.

Figura 85: Modo de Vibração 5 com Frequência de 0,39 HZ.



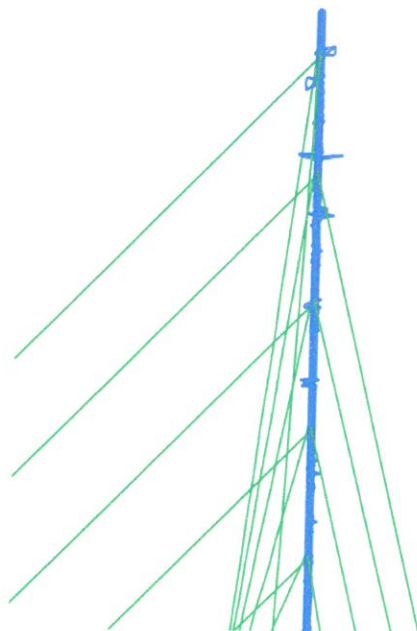
Fonte: O autor.

Figura 86: Modo de Vibração 6 com Frequência de 0,82 HZ.



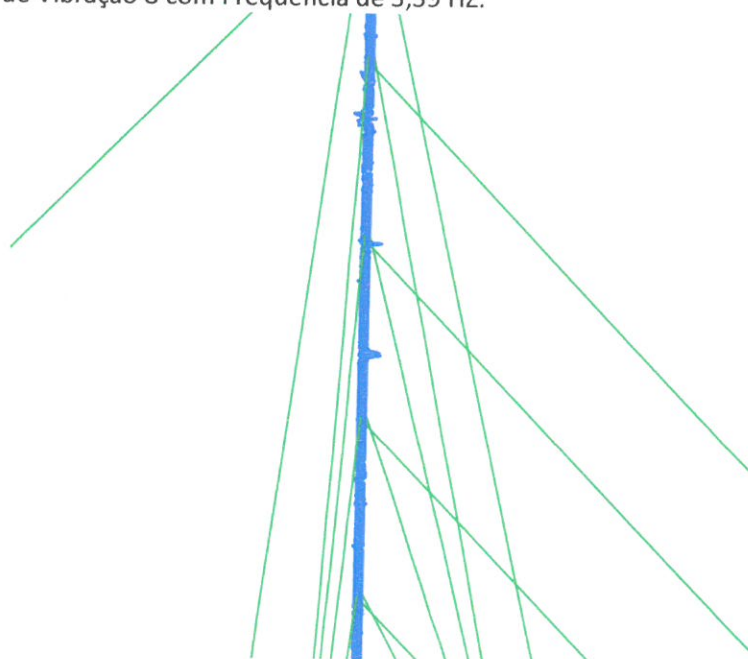
Fonte: O autor.

Figura 87: Modo de Vibração 7 com Frequência de 2,44 HZ.



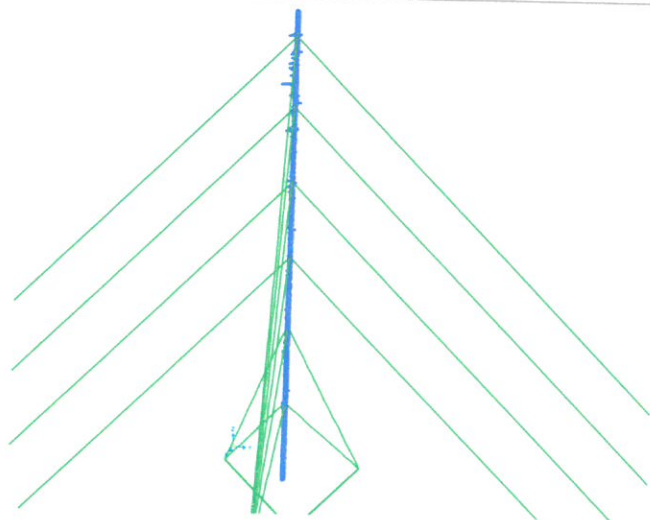
Fonte: O autor.

Figura 88: Modo de Vibração 8 com Frequência de 3,39 HZ.



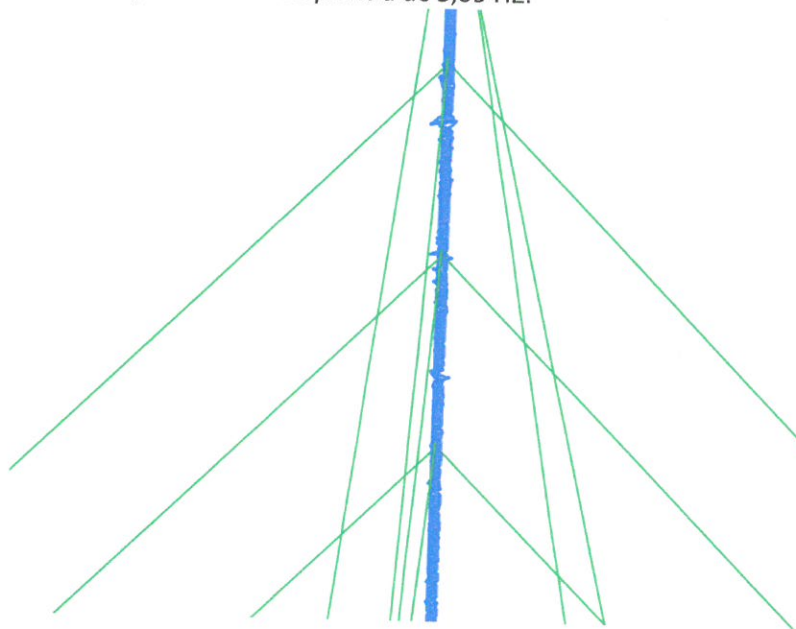
Fonte: O autor.

Figura 89: Modo de Vibração 9 com Frequência de 3,72 HZ.



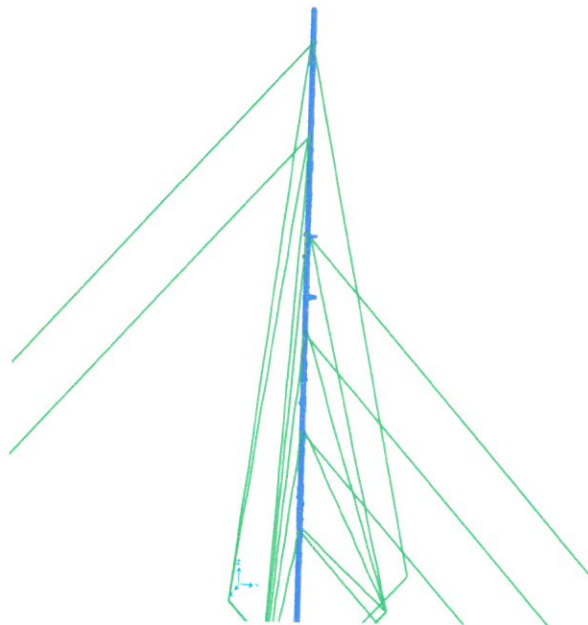
Fonte: O autor.

Figura 90: Modo de Vibração 10 com Frequência de 5,09 HZ.



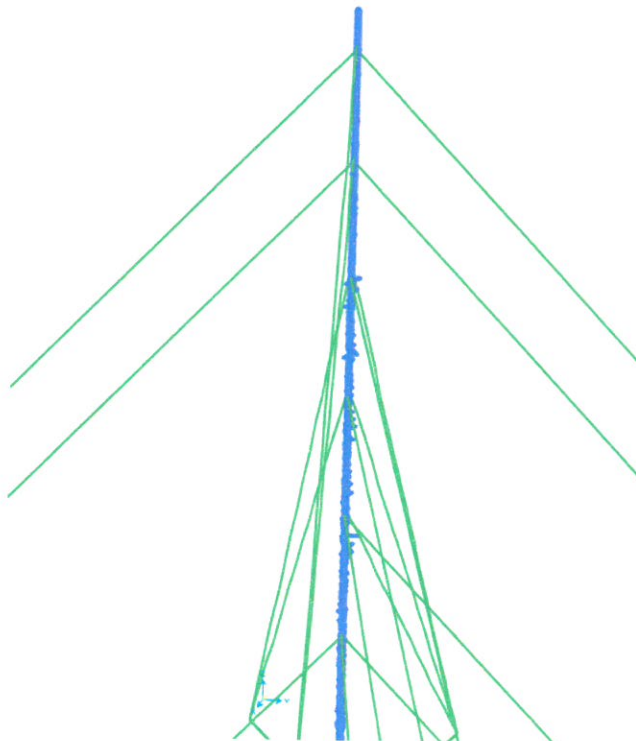
Fonte: O autor.

Figura 91: Modo de Vibração 11 com Frequência de 5,15 HZ.



Fonte: O autor.

Figura 92: Modo de Vibração 12 com Frequência de 7,52 HZ.



Fonte: O autor.

4.4.3 Seção Tubular Quadrada

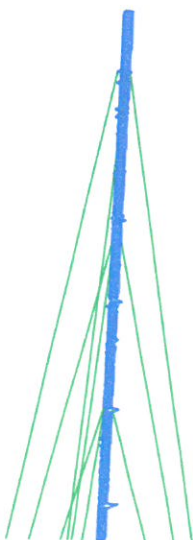
Para o caso da seção Tubular Quadrada, temos como resposta os valores de Períodos e Frequências para os modos de Vibração representado na Tabela 246. E as representações da Estrutura Para cada Modo estão representados nas Figuras 93 a 104.

Tabela 26: Períodos e Frequências para os Modos de Vibração para Seção Tubular Quadrada.

| Modo de Vibração | Período (segundos) | Frequência (HZ) |
|------------------|--------------------|-----------------|
| 1 | 16,67 | 0,06 |
| 2 | 12,00 | 0,08 |
| 3 | 7,95 | 0,13 |
| 4 | 4,80 | 0,21 |
| 5 | 2,56 | 0,39 |
| 6 | 1,22 | 0,82 |
| 7 | 0,41 | 2,43 |
| 8 | 0,30 | 3,38 |
| 9 | 0,27 | 3,70 |
| 10 | 0,20 | 5,07 |
| 11 | 0,19 | 5,13 |
| 12 | 0,13 | 7,49 |

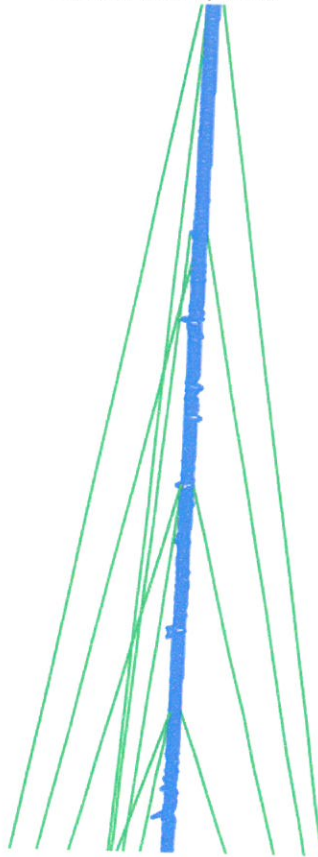
Fonte: O autor.

Figura 93: Modo de Vibração 1 com Frequência de 0,06 Hz.



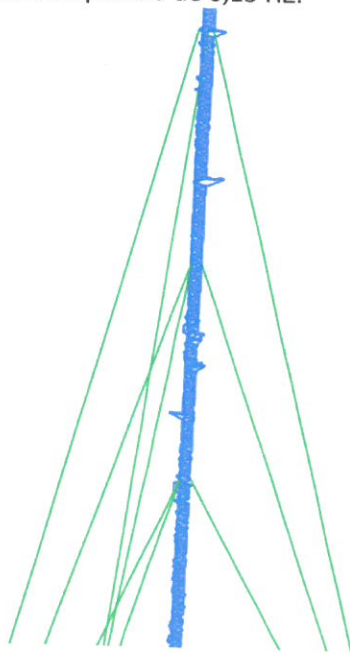
Fonte: O autor.

Figura 94: Modo de Vibração 2 com frequência de 0,08Hz.



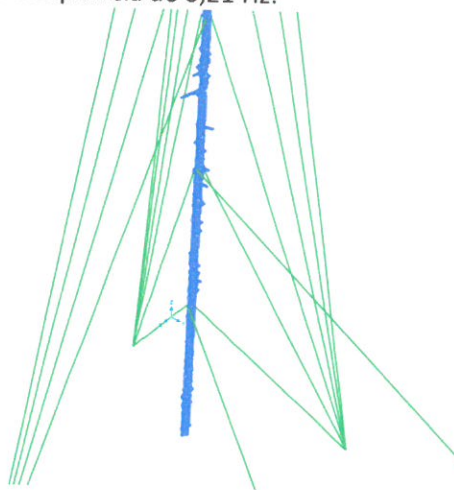
Fonte: O autor.

Figura 95: Modo de Vibração 3 com Frequência de 0,13 HZ.



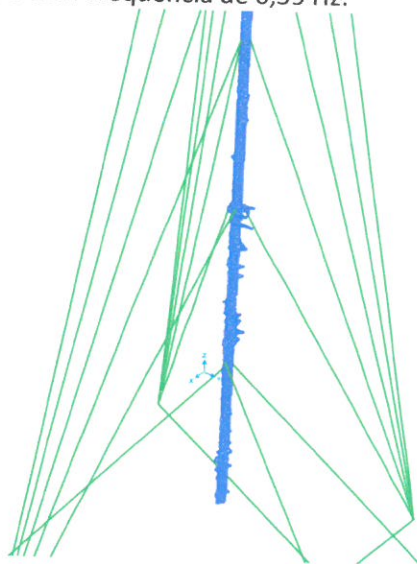
Fonte: O autor.

Figura 96: Modo de Vibração 4 com Frequência de 0,21 Hz.



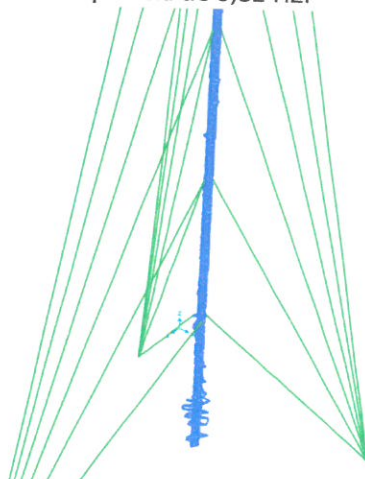
Fonte: O autor.

Figura 97: Modo de Vibração 5 com Frequência de 0,39 Hz.



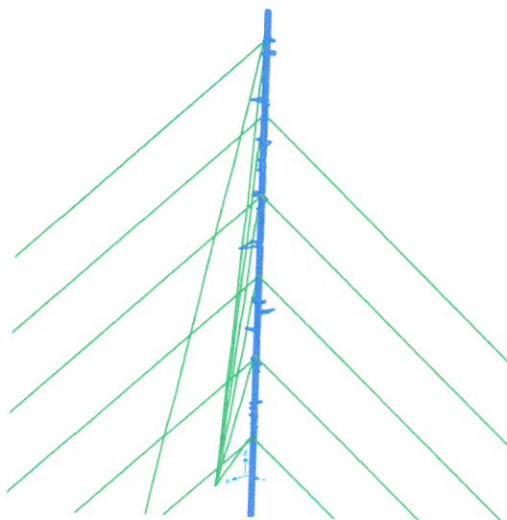
Fonte: O autor.

Figura 98: Modo de Vibração 6 com Frequência de 0,82 HZ.



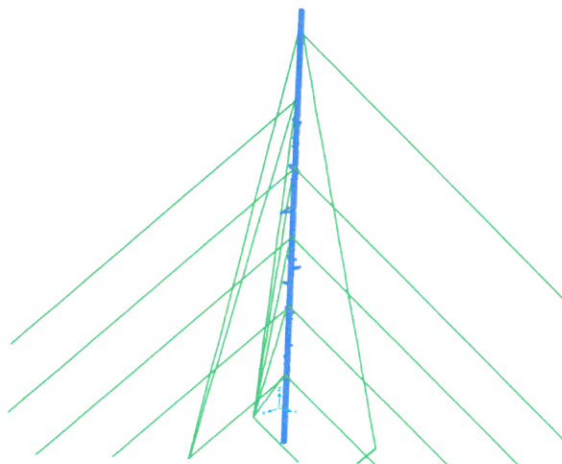
Fonte: O autor.

Figura 99: Modo de Vibração 7 com Frequência de 2,43 HZ.



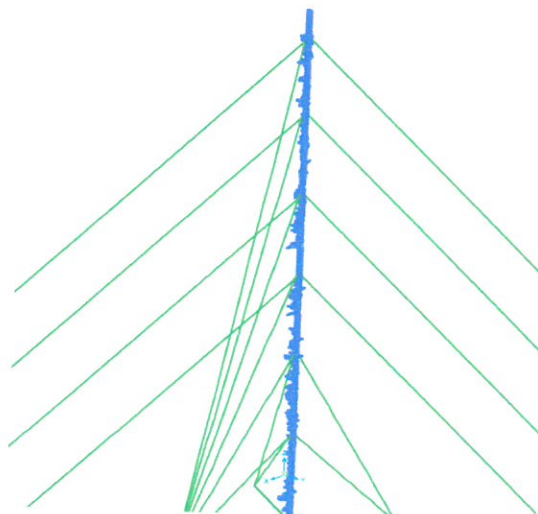
Fonte: O autor.

Figura 100: Modo de Vibração 8 com Frequência de 3,38 HZ.



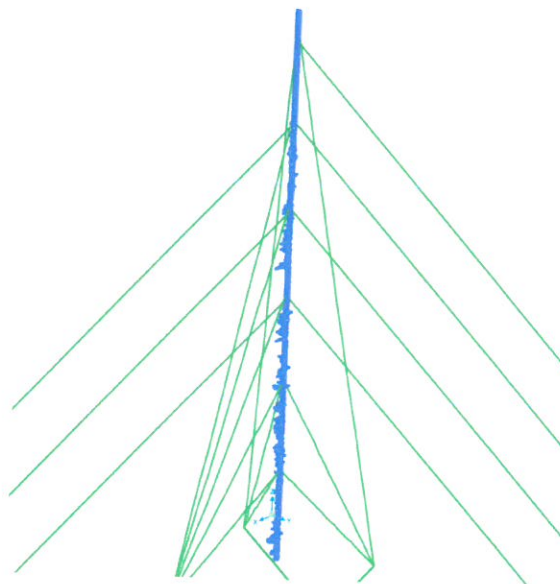
Fonte: O autor.

Figura 101: Modo de Vibração 9 com Frequência de 3,70 HZ.



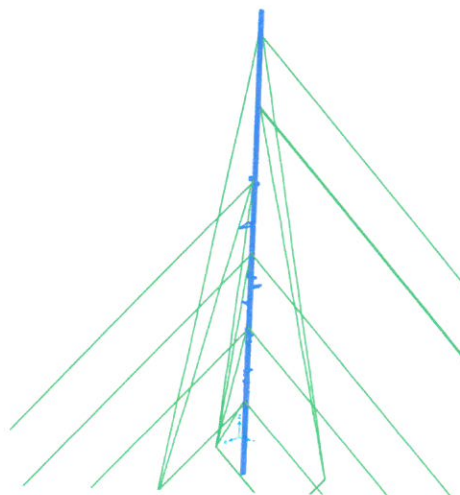
Fonte: O autor.

Figura 102: Modo de Vibração 10 com Frequência de 5,07 HZ.



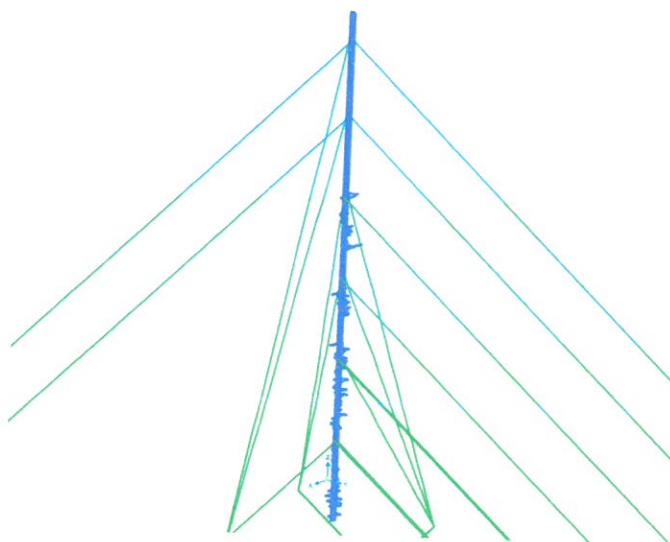
Fonte: O autor.

Figura 103: Modo de Vibração 11 com Frequência de 5,13 HZ.



Fonte: O autor.

Figura 104: Modo de Vibração 12 com Frequência de 7,49 HZ.



Fonte: O autor.

Tabela 27: Tabela com as Frequências Naturais dos Modos de Vibração para os casos em estudo.

| Modo de Vibração | Seções de Projeto | Seção Tubular Circular | Seção Tubular Quadrada |
|-------------------------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 0,05 | 0,06 | 0,06 |
| 2 | 0,08 | 0,08 | 0,08 |
| 3 | 0,11 | 0,13 | 0,13 |
| 4 | 0,19 | 0,21 | 0,21 |
| 5 | 0,36 | 0,39 | 0,39 |
| 6 | 0,79 | 0,82 | 0,82 |
| 7 | 1,89 | 2,44 | 2,43 |
| 8 | 2,92 | 3,39 | 3,38 |
| 9 | 3,05 | 3,72 | 3,70 |
| 10 | 4,60 | 5,09 | 5,07 |
| 11 | 4,65 | 5,15 | 5,13 |
| 12 | 6,85 | 7,52 | 7,49 |

Fonte: O autor.

Percebeu-se que as frequências para os modos de Vibração para as seções Tubulares, possuem valores aproximados, e os valores para as seções de Projeto obtiveram valores de frequências um pouco menores.

5. CONCLUSÕES

Com os resultados pôde-se concluir que para as seções da Torre em Projeto o parâmetro Gama-z foi encontrado com um valor de 1,2 sendo considerada de nós móveis, onde os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem) devendo-se obrigatoriamente considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais. Como mostrado pelo dimensionamento da ASCI 360-10 as seções não são estáveis para a estrutura.

Fazendo a utilização de seções tubulares quadradas e circulares, e aumentando as áreas das demais cantoneiras e barras de travamento, os resultados foram satisfatórios tanto para o dimensionamento no SAP 2000 pela ASCI 360-10 quanto pela análise de estabilidade global, encontrando valores de Gama-Z menores que 1,1, considerando a estrutura como de nós fixos, ou seja, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem), nela será permitido considerar apenas os efeitos locais de 2ª ordem.

Estes resultados para o parâmetro Gama-z se diferenciaram devido as seções tubulares possuírem uma maior rigidez e portanto uma menor deslocabilidade nos nós, em comparação com a seção de projeto, porém devido às dimensões das seções escolhidas as seções tubulares tornam-se inviáveis em questão de custos, pois com o aumento das seções, aumenta-se o peso por módulo da torre.

Ao analisar os modos de vibração, pôde-se perceber que as frequências naturais para a seção de projeto são menores que as seções tubulares escolhidas, estes valores serão utilizados para que uma frequência de excitação externa não coincida com tais frequências, e a estrutura não entre em ressonância, o que poderá causar deflexões excessivas e falha na estrutura.

Sugestões para os próximos trabalhos:

- Realizar o Dimensionamento de seções manualmente de acordo com os Cálculos detalhados pela NBR 8800:2008;
- Fazer o estudo comparativo para outros tipos de geometria;
- Inserir outros carregamentos dependentes do tempo.

6. REFERÊNCIAS

- _____. **NBR 6023: Informação e documentação-Referências - Elaboração.** Rio de Janeiro, 2002.
- _____. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, RJ, 2014.
- _____. **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008.
- _____. **NBR 8681: ações e segurança nas estruturas - procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 14724: Informação e documentação-Trabalhos acadêmicos-Apresentação.** Rio de Janeiro, 2011.
- _____. **SDT-240-400-702: Especificações gerais para adoção de parâmetros básicos e apresentação de memorial de cálculo para torres e postes metálicos;** 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) **NBR 10.520: Informação e documentação – Citações em documentos – Apresentação.** Rio de Janeiro, 2002.
- American Society of Civil Engineers – ASCE 10-97, “**Design of Latticed Steel Transmission Structures**”. Virginia, 1997.
- ANSI/AISC 360-10-**Specification for Structural Steel Buildings.** Virginia, 2010.
- American Society of Civil Engineers - ASCE 7-10, “**Design of Latticed Steel Transmission Structures**”. Virginia, 1997.
- BRONZATTO, A. F. L. **Esforços de Vento em Estruturas Esbeltas para Telecomunicações: Comparação entre as Análises Estática e Dinâmica Propostas pela NBR 6123/1988.** 2012. 81 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2012.
- CARMO, R.M.S.(1995). **Efeitos de Segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado.** 112p. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- CARVALHO, R. C. e PINHEIRO, L. M. (2009). *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. Editora Pini, v.2, São Paulo, SP.
- DIAS, J. R. **Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas Treliçadas de Transporte de Energia Eléctrica de Acordo com o EC3(EN) e a EN50341-1**. 2007. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade técnica de Lisboa. Portugal, 2007.
- FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. (1991). *Practical assessment of second order effects in tall buildings*. Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- GOUVEIA, J. M. A. **A Influência da Concepção Estrutural na Estabilidade Global em Edifícios de Concreto Armado**. 2016. 185 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Oeste da Bahia. Barreiras, 2016.
- HAUCH, A. S. **Análise da Estabilidade Global de Estruturas de Concreto Armado**. 2010. 75 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul: Injuí, 2010.
- KOELLER, W. M. **Verificação Estrutural de Torre Ltee sob ação do Vento**. 2012. 87 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro 2012.
- LIMA, J. S. (2001). *Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas*. 225p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- MENIN, R. C. G. **Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Estaiadas**. 2002. 139 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília. Brasília DF, 2002.
- MOTA, N. A. **Avaliação do comportamento Dinâmico de uma Laje de Grande Porte através de Modelagem Computacional e Análise Experimental**. 2013. 46 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, 2013.
- PFEIL, W. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de acordo com a NBR 8800: 2008**, São Paulo, 2009 – 8ª Ed.
- PINHO, F. G.; MORAES, L. C. **Vibrações Induzidas pelo Vento em Estruturas Metálicas: Uma abordagem via elementos Finitos**. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Goiás: Goiânia, 2014.

- PINTO, R. S. (1997). ***Não-linearidade física e geométrica no projeto de Edifícios usuais de concreto armado***. 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- PINTO, E. F.; BESPALHOK, L. C.; BATISTA, R. C. **Análise, Modelagem e Dimensionamento de Torres Autoportantes de Telecomunicações**. 2013. 116 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2013.
- PROBST, R. D. **Análise Estrutural de Torre Metálica Autoportante para Telecomunicações e Dimensionamento de Reforço –Estudo de caso**. 2013. 86 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2013.
- RAO, S. S. **Vibrações Mecânicas** – 2009- São Paulo - 4ª Edição.
- RODRIGUES, F. R. **Verificação Estrutural de uma Torre de Telecomunicações Treliçada de Aço com 60 Metros de Altura e Seção Triangular**. 2016. 76 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2016.
- SCARPARI, G. **Estudo Comparativo entre vigas metálicas e vigas mistas no dimensionamento de uma edificação**. 2009.103 f.Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense. Criciúma 2009.
- SILVA, V. P.; PANNONI, F.D. **Estruturas de Aço para Edifícios: aspectos tecnológicos e de Concepção**. São Paulo, 2010 – 1ª Ed.
- TELES, B. O.; JUNIOR, P. H. D.; QUINAN, T. B. **Avaliação da Estabilidade Global em Estruturas em Aço**. 2016. 143 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2016.
- VELOZA, L. T. M. **Análise Dinâmica de Estruturas, utilizando o Software SAP 2000**. 2009. 188 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2009.
- ZUMAETA MONCAYO, W. J. (2011). **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.