



UNIVERSIDADE FEDERAL FLUMINENSE  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

JOÃO PAULO DIAS DE SOUTO PEREIRA

# Projeto de torre de telecomunicações de compósito pultrudado

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO I

*Orientadoras*

ELIANE MARIA L. CARVALHO

JANINE D. VIEIRA

Niterói  
Dezembro de 2020

JOÃO PAULO DIAS DE SOUTO PEREIRA

# Projeto de torre de telecomunicações de compósito pultrudado

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO I

Projeto de conclusão apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do bacharelado em Engenharia Civil.

*Orientadoras*

ELIANE MARIA L. CARVALHO

JANINE D. VIEIRA

Niterói

Dezembro de 2020

Ficha catalográfica automática - SDC/BEE  
Gerada com informações fornecidas pelo autor

P436p Pereira, João Paulo Dias de Souto  
Projeto de torre de telecomunicações de compósito  
pultrudado / João Paulo Dias de Souto Pereira ; Eliane Maria  
Lopes Carvalho, orientadora ; Janine Domingos Vieira,  
coorientadora. Niterói, 2020.  
95 f. : il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia  
Civil)-Universidade Federal Fluminense, Escola de Engenharia,  
Niterói, 2020.

1. Projeto estrutural. 2. Análise estrutural. 3. Dinâmica.  
4. Compósito polimérico. 5. Produção intelectual. I.  
Carvalho, Eliane Maria Lopes, orientadora. II. Vieira, Janine  
Domingos, coorientadora. III. Universidade Federal Fluminense.  
Escola de Engenharia. IV. Título.

CDD -

JOÃO PAULO DIAS DE SOUTO PEREIRA

## Projeto de torre de telecomunicações de compósito pultrudado

Projeto de conclusão apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do bacharelado em Engenharia Civil.

Aprovado em 4 de dezembro de 2020.

### BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Eliane Maria Lopes Carvalho - UFF  
Orientadora

---

Prof. Janine Domingos Vieira - UFF  
Orientadora

---

Prof. Cláudio Ribeiro Carvalho - UFF

---

Prof. Wendell Diniz Varela - UFRJ

À minha família, por todo apoio,  
com muito amor.

*O intelectual não cria o mundo no qual vive.  
Ele já faz muito quando consegue ajudar  
a compreendê-lo e a explicá-lo,  
como ponto de partida para  
a sua alteração real.*

Florestan Fernandes

## RESUMO

O presente trabalho se propõe a projetar e analisar uma torre de telecomunicações construída em um material compósito: o polímero reforçado com fibras de vidro (PRFV). Esse compósito apresenta propriedades desejáveis diante de materiais convencionais como o aço, como a alta resistência mecânica em relação à massa específica e a alta resistência à corrosão. Após a determinação dos carregamentos atuantes e a apresentação das verificações de estado limite, dois objetivos adicionais são buscados: o primeiro é apresentar comparativamente os resultados analíticos da torre de compósito e de uma torre metálica de igual geometria; o segundo é verificar, a partir das frequências naturais, a possibilidade de ressonância com o vento. Constatando-a, inicia-se a discussão sobre formas de tornar segura a utilização do PRFV em torres de telecomunicações diante da ação dinâmica do vento.

**Palavras-chave:** Torres de telecomunicações. Compósito pultrudado. Ação do vento. Frequências naturais.

## RESUMEN

El presente trabajo propone diseñar y analizar una torre de telecomunicaciones con perfiles de un determinado material compuesto: el polímero reforzado con fibra de vidrio (PRFV). Este compuesto presenta propiedades deseables en comparación con materiales convencionales como el acero, tales como alta resistencia mecánica en relación a masa específica y alta resistencia a la corrosión. Tras la determinación de las cargas activas y la presentación de las comprobaciones de estado límite, se persiguen dos objetivos adicionales: el primero es presentar comparativamente los resultados analíticos de la torre de compuesto y una torre metálica de igual geometría; el segundo es verificar, a partir de las frecuencias naturales, la posibilidad de resonancia con el viento. Al verificarlo, se inicia la discusión sobre formas de hacer seguro el uso de PRFV en torres de telecomunicaciones ante la acción dinámica del viento.

**Palabras clave:** Torres de telecomunicaciones. Compuesto pultrudado. Acción del viento. Frecuencias naturales.

# Conteúdo

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1.1	Considerações iniciais . . . . .	1
1.2	Motivação . . . . .	1
1.3	Objetivos . . . . .	2
1.4	Organização do trabalho . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Fundamentação teórica</b>	<b>3</b>
2.1	Material compósito pultrudado . . . . .	3
2.2	Torres de telecomunicações . . . . .	4
2.3	Análise dinâmica de estruturas . . . . .	6
<b>3</b>	<b>Desenvolvimento do projeto</b>	<b>9</b>
3.1	Modelagem da estrutura . . . . .	9
3.2	Configuração dos módulos . . . . .	10
3.3	Ações atuantes . . . . .	11
3.3.1	Ações permanentes . . . . .	12
3.3.2	Ações acidentais . . . . .	17
3.3.3	Ações estáticas de vento . . . . .	17
3.3.3.1	Vento sobre a torre . . . . .	18
3.3.3.2	Vento sobre antenas e acessórios . . . . .	25
<b>4</b>	<b>Apresentação e análise dos resultados</b>	<b>26</b>
4.1	Estados limites últimos (ELU) . . . . .	27
4.1.1	Resistência e estabilidade das barras . . . . .	27
4.1.2	Tombamento da estrutura . . . . .	29
4.2	Estados limites de serviço (ELS) . . . . .	30
4.2.1	Deslocamento lateral do topo . . . . .	30
4.2.2	Deflexão máxima . . . . .	31
4.3	Massa total . . . . .	32
4.4	Frequências naturais e formas modais . . . . .	33
<b>5</b>	<b>Considerações finais</b>	<b>35</b>
5.1	Conclusão . . . . .	35
5.2	Sugestões para trabalhos futuros . . . . .	35
5.2.1	Carregamento dinâmico de vento . . . . .	35
5.2.2	Ligação dos perfis e verificação à fadiga . . . . .	36

5.2.3	Análise não-linear . . . . .	37
5.2.4	Análise de custos . . . . .	37
<b>Referências</b>		<b>38</b>
<b>Apêndices</b>		<b>41</b>
	Apêndice A - Propriedades físicas e geométricas dos componentes .	41
	Apêndice B - Demonstrações do cálculo das ações do vento . . . . .	52
	Apêndice C - Pré-dimensionamento dos chumbadores . . . . .	60
	Apêndice D - Planilhas de cálculo da ação do vento . . . . .	66
	Apêndice E - Análise de registros fotográficos . . . . .	72

# Lista de Figuras

## Capítulo 1

- 1.1 Torre autossuportada em Santa Margarida, Rio de Janeiro. . . . . 1

## Capítulo 2

- 2.1 Detalhes do processo de pultrusão. . . . . 4  
2.2 Torre autoportante metálica em Piratininga, Niterói . . . . . 5  
2.3 Variação do fator de amplificação dinâmica  $D$  para taxas de amortecimento  $\xi$  e razões  $\beta = \bar{\omega}/\omega_n$ . . . . . 7

## Capítulo 3

- 3.1 Vista tridimensional da torre estudada. . . . . 9  
3.2 Distribuição dos perfis e destaque do contraventamento (a), representação esquemática dos 5 níveis (b) e legenda de cores (c). . . . . 10  
3.3 Representação dos apoios engastados (a) e dos módulos treliçados (b). . . . . 11  
3.4 Disposição esquemática das plataformas e das antenas nas alturas  $z_i$  e  $z'_i$  da estrutura. . . . . 14  
3.5 Vista frontal do suporte da antena parabólica situada em  $z'_5$ . . . 15  
3.6 Vista lateral do suporte da antena parabólica situada em  $z'_5$ . . . 15  
3.7 Disposição esquemática das antenas setoriais em um trecho da torre (a) e aplicação de suas cargas (b). . . . . 16  
3.8 Isopletas da velocidade básica  $V_0$  ( $m/s$ ). . . . . 18  
3.9 Coeficientes de arrasto  $C_a$  para diferentes índices de área exposta  $\phi$ . . . . . 21  
3.10 Representação da força de arrasto sobre a área efetiva da face do módulo (a) e sua distribuição nos nós dos montantes (b) para a hipótese de vento perpendicular. . . . . 22  
3.11 Relação  $e/h$  necessária para a obtenção do fator de proteção  $\eta$ , sendo  $1, 2, \dots, n$  os  $n$  reticulados planos paralelos. . . . . 23  
3.12 Fator de proteção  $\eta$  para reticulados planos paralelos igualmente afastados. . . . . 23  
3.13 Componentes da força de arrasto para ventos perpendiculares em vista de planta. . . . . 24

3.14 Componentes da força de arrasto para ventos atuando a 45° em vista de planta. . . . .	24
---	----

**Capítulo 4**

4.1 Localização das barras sob maior tração (a), diagrama de esforços axiais para a combinação nº 6 (b) e localização das barras sob maior compressão (c). . . . .	28
4.2 Detalhamento dos chumbadores. . . . .	30
4.3 Formas modais dos dois primeiros modos de vibração da estrutura. . . . .	34
5.4 Ligação rígida (seta rosa) e ligações flexíveis (setas amarelas) de uma torre metálica situada em Piratininga, Niterói. . . . .	36

**Apêndice A**

A.1 Escada-marinheiro (a) e esteira (b) escolhidas para o estudo. . . . .	42
A.2 Quantidade e posição das plataformas para diferentes alturas efetivas. . . . .	43
A.3 Configuração geométrica escolhida para o guarda-corpo de PRFV. . . . .	45

**Apêndice B**

B.1 Dimensões do módulo após a consideração de montantes verticais. . . . .	52
B.2 Perfis constituintes do módulo 1. . . . .	53
B.3 Dimensões do módulo para vento incidindo a 45° considerando-se os montantes como verticais. . . . .	57

**Apêndice C**

C.1 Valores mínimos para a resistência de aços utilizados em parafusos e barras rosqueadas. . . . .	61
C.2 Diâmetros de haste e demais dimensões para chumbadores de tipo K. . . . .	63

**Apêndice D**

D.1 Cálculo das forças de arrasto na torre para ventos perpendiculares. . . . .	66
---	----

D.2	Cálculo das forças de arrasto nas antenas para ventos perpendiculares. . . . .	67
D.3	Cálculo das forças de arrasto na torre para ventos incidindo a 45°. . . . .	68
D.4	Cálculo das forças de arrasto nas antenas para ventos incidindo a 45°. . . . .	69
D.5	Cálculo das forças de arrasto na escada e na esteira para ventos incidindo a 45°. . . . .	70
D.6	Cálculo das forças de arrasto nos guias de onda e nos guarda-corpos para ventos incidindo a 45°. . . . .	71

## Apêndice E

E.1	Torre metálica autoportante de seção triangular e perfis cantoneira em Guaratiba, Rio de Janeiro. . . . .	72
E.2	Torre metálica autoportante de seção quadrada e perfis cantoneira em Santa Margarida, Rio de Janeiro. . . . .	73
E.3	Torre metálica autoportante de seção quadrada e perfis cantoneira em Piratininga, Niterói. . . . .	73
E.4	Ligação flexível entre barras diagonais secundárias e montante na torre de Guaratiba. . . . .	74
E.5	Ligação rígida entre segmento do montante e ligações flexíveis na chegada de barras secundárias ao montante na torre de Santa Margarida. . . . .	74
E.6	Apoio engastado com chumbadores e ligação rígida de segmentos do montante no lado direito da torre de Guaratiba, Rio de Janeiro. . . . .	75
E.7	Apoio engastado com chumbadores e ligação rígida de segmentos do montante no lado esquerdo da torre de Guaratiba, Rio de Janeiro. . . . .	76
E.8	Início da prumada de cabos e guias de onda na torre de Piratininga, Niterói. . . . .	76
E.9	Antenas setoriais e seus suportes, plataforma de manutenção e escada-marinheiro na torre de de Piratininga, Niterói. . . . .	77
E.10	Escada de manutenção e treliçado do primeiro módulo da torre de Santa Margarida, Rio de Janeiro. . . . .	77

# Lista de Tabelas

## Capítulo 3

- 3.1 Módulos de elasticidade  $E$  e de cisalhamento  $G$  adotados de acordo com a espessura  $e$  dos perfis. . . . . 9
- 3.2 Massa das plataformas e dos guarda-corpos por montante em cada altura  $z_i$ . . . . . 13

## Capítulo 4

- 4.1 Maiores solicitações trativas. . . . . 27
- 4.2 Maiores solicitações compressivas. . . . . 27
- 4.3 Índice de esbeltez dos segmentos dos montantes. . . . . 29
- 4.4 Deslocamentos no topo das torres e comparativo. . . . . 30
- 4.5 Deslocamentos  $\delta$  e deflexões  $\theta$  na altura  $z'_6$ . . . . . 32
- 4.6 Massa  $m$  das torres em proporção à massa total  $M$  e à massa da torre de aço  $m_{aço}$ . . . . . 32
- 4.7 Frequências naturais dos primeiros modos de vibração das torres de aço e de PRFV. . . . . 33

## Lista de Abreviaturas

**ABNT** Associação Brasileira de Normas Técnicas.

**ACMA** American Composites Manufacturers Association.

**EC** European Comission.

**ELS** Estado limite de serviço.

**ELU** Estado limite último.

**FRP** Fiber reinforced polymer.

**GFRP** Glass fiber reinforced polymer.

**NBR** Norma Técnica Brasileira.

**PRF** Polímero reforçado com fibras.

**PRFV** Polímero reforçado com fibras de vidro.

**TASL** Torre autossuportada leve.

## Lista de Símbolos

### Letras latinas maiúsculas

$\bar{A}$	Área linear
$A_e$	Área efetiva
$A_f$	Área frontal
$A_i$	Área delimitada pelos montantes no plano horizontal da altura $z_i$
$C_a$	Coefficiente de arrasto
$C_{a,\alpha}$	Coefficiente de arrasto para ventos com angulação $\alpha$
$E_L$	Módulo de elasticidade longitudinal
$E_t$	Módulo de elasticidade transversal
$F_a$	Força de arrasto do vento
$G$	Módulo de elasticidade ao cisalhamento
$I$	Momento de inércia de área
$K_\alpha$	Coefficiente de modificação de $C_a$ para ventos com angulação $\alpha$
$P$	Peso; perímetro das plataformas
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Fator de rugosidade do terreno, altura e dimensões da edificação
$S_3$	Fator estatístico
$V_0$	Velocidade básica do vento
$V_k$	Velocidade característica do vento

### Letras latinas minúsculas

$b$	Largura; comprimento de base
$b_m$	Largura média das cantoneiras
$b_{min}$	Largura mínima de plataforma
$c$	Constante de amortecimento
$e$	Espessura
$h$	Altura
$k$	Rigidez modal; constante de restauração elástica
$m$	Massa; massa modal
$q$	Pressão dinâmica do vento
$x$	Eixo horizontal $x$
$y$	Eixo horizontal $y$ ; deslocamento de um ponto na direção $y$
$\dot{y}$	Velocidade de um ponto na direção $y$
$\ddot{y}$	Aceleração de um ponto na direção $y$
$z$	Eixo vertical $z$ ; eixo central da estrutura
$z_i$	Altura de instalação das plataformas

### Letras gregas minúsculas

$\alpha$	Inclinação dos montantes em relação à vertical; ângulo de incidência do vento
$\beta$	Inclinação dos montantes em relação a um eixo horizontal
$\delta$	Deslocamento lateral do topo
$\delta_{est}$	Deslocamento devido a carga estática
$\delta_{din}$	Deslocamento devido a carga dinâmica
$\eta$	Fator de proteção para estruturas reticuladas
$\theta$	Deflexão no eixo da antena mais alta
$\bar{\lambda}$	Densidade linear
$\rho$	Massa específica
$\xi$	Taxa de amortecimento
$\rho_A$	Densidade de área
$\phi$	Diâmetro; índice de área exposta; forma modal
$\bar{\omega}$	Frequência angular do carregamento
$\omega_n$	Frequência angular natural da estrutura

# 1 Introdução

## 1.1 Considerações iniciais

As menções a figuras, tabelas, páginas, abreviaturas e fontes externas são hiperreferenciadas na versão eletrônica deste trabalho, bastando clicar sobre as mesmas para uma destinação automática.

## 1.2 Motivação

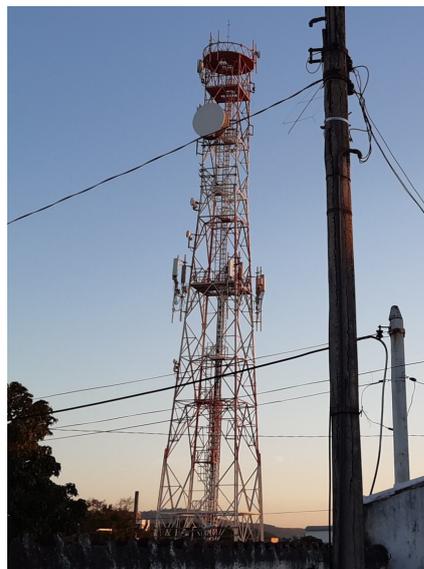
O PRFV se destaca dentre os materiais utilizados na engenharia civil por apresentar alta resistência em relação à massa específica (SWOLFS *et al.*, 2014, p. 182) e alta resistência à corrosão (BANK, 2006, p. 47). No entanto, estruturas como torres de telecomunicações ainda são majoritariamente constituídas de perfis de aço.

As torres se tornaram elementos comuns da paisagem urbana (Figura 2.2), e apesar de muitas vezes passarem despercebidas, impactam profundamente a vida dos habitantes e transeuntes em uma época de alta interação virtual e conectividade.

A utilização estrutural do PRFV nessas estruturas traz propriedades valiosas: a baixa massa específica reduz as cargas nas fundações, facilita o transporte e a instalação das peças; a alta resistência à corrosão, ao dispensar a manutenção, viabiliza a estrutura economicamente em uma região sujeita a intensa maresia como o litoral do Rio de Janeiro.

O projeto de uma torre de telecomunicações com perfis pultrudados de PRFV permite avaliar a influência do material no comportamento mecânico, físico e dinâmico da estrutura. Traz, ainda, aspectos econômicos e construtivos vantajosos em relação a materiais convencionais como o aço, dadas determinadas condições de projeto.

**Figura 1.1:** Torre autossuportada em Santa Margarida, Rio de Janeiro.



Fonte: tirada pelo autor.

### 1.3 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é projetar e analisar uma torre de telecomunicações construída em perfis de um determinado material compósito: o polímero reforçado com fibras de vidro (PRFV).

Após a verificação dos estados limites da estrutura, se buscam dois objetivos adicionais: o primeiro é avaliar a influência do material nas propriedades dinâmicas da estrutura ao comparar os resultados analíticos da torre de compósito com uma torre de aço de mesma geometria; o segundo é verificar, a partir de suas frequências naturais, a possibilidade de ressonância com o vento. Constatando essa possibilidade, inicia-se a discussão sobre formas de tornar eficiente e segura a utilização do PRFV em torres de telecomunicações sob a ação dinâmica do vento.

### 1.4 Organização do trabalho

O trabalho foi organizado em 4 capítulos a partir deste, mais 5 apêndices com informações complementares.

O capítulo 2 traz o embasamento teórico e o contexto histórico necessários para a familiarização com os temas tratados e a compreensão do objetivo final do estudo.

O capítulo 3 detalha a concepção da torre, a estruturação e o desenvolvimento do projeto, apresentando as considerações para a determinação da massa dos componentes e da ação do vento.

O capítulo 4 apresenta as verificações de estado limite e compara os resultados da análise estrutural da torre construída em aço e em compósito, avaliando a influência do tipo de material sobre as propriedades mecânicas, físicas e dinâmicas da estrutura.

O capítulo 5 sintetiza as reflexões suscitadas no projeto e aponta o caminho para novas contribuições, expandindo e dando prosseguimento ao tema.

Nos apêndices A, B, C e D são apresentados, respectivamente: a memória de cálculo das propriedades físicas e geométricas dos componentes; demonstrações do cálculo da ação do vento; a memória de cálculo do pré-dimensionamento dos chumbadores; as planilhas de cálculo da ação do vento.

O apêndice E apresenta registros fotográficos de torres de telecomunicações autoportantes, fruto do interesse no tema de estudo.

## 2 Fundamentação teórica

Neste capítulo, são apresentados de forma concisa o contexto histórico e a base teórica dos temas que compõem o eixo principal deste trabalho.

### 2.1 Material compósito pultrudado

Os materiais compósitos consistem na combinação de diferentes materiais com vista a otimizar sua performance, e são utilizados pela humanidade desde a antiguidade (GAY *et al.*, 2003, cap. 1.1). O conhecimento a respeito desses materiais evoluiu, e hoje fabricam-se compósitos de alta performance, como os polímeros reforçados com fibras (PRF).

Bank (2006, p. 2) aponta os anos 50 do século passado como o início da aplicação de PRF na construção civil, como reforço de estruturas existentes. Os perfis inicialmente produzidos eram pequenos, mas já se almejava seu uso estrutural em substituição às vigas e pilares convencionais de pontes e edifícios (*Ibid.*, p. 18).

Os compósitos reforçados com fibras apresentam alta resistência mecânica combinada a uma baixa massa específica (SWOLFS *et al.*, 2014, p. 182), além de bom isolamento elétrico e alta resistência a corrosão promovidos pelas resinas poliméricas (BANK, *op. cit.*, p. 47).

Uma das formas de se fabricar peças de polímero reforçado com fibras é a pultrusão, desenvolvida em 1954 por W. B. Goldsworthy (*Ibid.*, p. 53). A pultrusão é um processo contínuo de fabricação no qual se encontram fibras contínuas e mantas<sup>(1)</sup>.

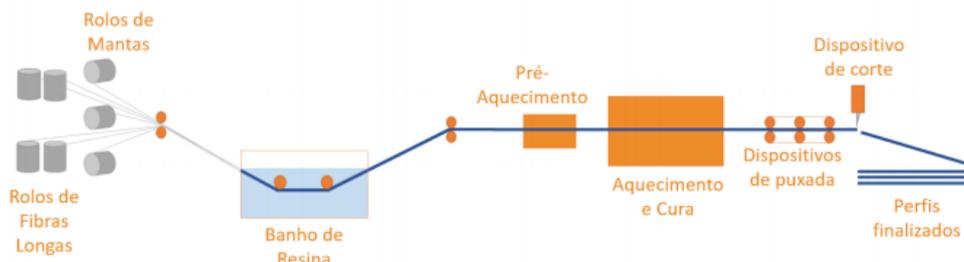
As mantas são formadas por filamentos de fibra dispostos aleatoriamente e unidos por um ligante polimérico solúvel em resina. A disposição aleatória permite assumir propriedades mecânicas isotrópicas à manta, que confere resistência e rigidez transversais à peça (*Ibid.*, p. 58).

Segundo Vianna (2020, p. 14), as fibras são sobrepostas de forma intercalada com as mantas e puxadas por equipamentos de tracionamento contínuo. O conjunto é banhado na resina polimérica termorrígida, recebe um véu de acabamento e é guiado em direção ao molde aquecido. Sob ação de calor, ocorre a cura da matriz polimérica e o perfil assume sua forma definitiva. Ao atingir o comprimento desejado, a peça é cortada e a linha de produção prossegue (Figura 2.1).

---

<sup>(1)</sup> No original, “rovings” e “mats”.

**Figura 2.1:** Detalhes do processo de pultrusão.



Fonte: VIANNA, 2020, Figura 1.

O nome do processo faz alusão à palavra “pull”, que em inglês significa “puxar” (BANK, *op. cit.*, p. 54), e ao método da extrusão, no qual a peça é continuamente empurrada através de um molde (*pull* + -trusão).

Um dos materiais fabricados através da pultrusão é o polímero reforçado com fibras de vidro (PRFV).

O vidro é um material inorgânico composto por óxidos metálicos, constituído de 50% a 70% de dióxido de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e produzido em forma de fibra para a aplicação estrutural. O bom isolamento térmico e elétrico torna as fibras de vidro altamente desejáveis em estruturas civis, sendo muito utilizadas em edificações e indústrias elétricas (BANK, 2003, p. 42).

De acordo com Vieira (2008, p. 140), a baixa massa específica e a alta resistência à corrosão dos perfis pultrudados de PRFV apontam para um grande potencial de utilização estrutural na construção civil. Deve-se, contudo, haver um devido controle tecnológico do processo de fabricação para que as propriedades mecânicas do material sejam garantidas.

## 2.2 Torres de telecomunicações

A década de 1990 representou a chegada dos serviços de telefonia celular no Brasil, fomentando a construção de diversas torres autoportantes de telecomunicações (SILVA *et al.*, 2006 *apud* ZAMPIRON, 2008, p. 22).

Na ausência de projetistas experientes na área, modelos de cálculo foram adaptados a essas estruturas levando em conta apenas os carregamentos estáticos. A desconsideração dos efeitos dinâmicos do vento foi responsável por grandes deformações nas estruturas, ruídos excessivos e acidentes (*Ibid.*).

Com o avanço do projeto neoliberal de privatizações, em 1997 foi sancionada a Lei Geral de Telecomunicações, N° 9.472 (BRASIL, 1997), com o objetivo de privatizar a Telebras, estatal brasileira de telecomunicações, suas subsidiárias e associadas e entregar o controle dos serviços de telecomunicações para capitais privados. A empresa foi leiloada em julho de 1998 até que, em 2010, foi reativada pelo Governo Federal (ARAÚJO; BRANDI).

A Telebras estabelece, na prática 240-410-600, limites para a altura efetiva das torres utilizadas no sistema nacional de telecomunicações com base em sua classificação (1997b, p. 2).

Torres autossuportadas leves (TASL) são projetadas para o suporte de antenas de telefonia, e possuem uma altura limite de 100 m (*Ibid.*, p. 29). Devido à grande altura e à configuração reticulada, constituem-se como estruturas altas e esbeltas.

O vento é o carregamento predominante em edificações altas e, como apresenta Rodrigues (2004, p. 158), propriedades dinâmicas como as características modais da estrutura, a taxa de amortecimento do material e o fator de amplificação dinâmica tornam imprecisa a consideração de uma resposta estática equivalente.

A análise de torres esbeltas através de modelos que não consideram esses fatores tem alto potencial de acentuar a ocorrência de acidentes (*Ibid.*, p. 159), tornando necessária a análise dinâmica das estruturas sob as flutuações da velocidade do vento.

**Figura 2.2:** Torre autoportante metálica em Piratininga, Niterói



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

## 2.3 Análise dinâmica de estruturas

Na análise linear de uma estrutura, é importante levar em conta as componentes estáticas e dinâmicas de um determinado carregamento, avaliando-as separadamente e superpondo os resultados para encontrar sua resposta total (CLOUGH; PENZIEN, 2003, p. 1).

A resposta devida a carregamentos dinâmicos se torna significativa quando a razão  $\beta = \bar{\omega}/\omega_n$  se aproxima de 1, sendo  $\bar{\omega}$  a frequência do carregamento e  $\omega_n$  a frequência natural da estrutura. Isso pode ser observado a partir da equação do fator de amplificação dinâmica  $D$  (*Ibid.*, p. 38):

$$D = \frac{\delta_{din}}{\delta_{est}} = \frac{1}{\sqrt{(1 - (\beta)^2)^2 + (2 \xi \beta)^2}}$$

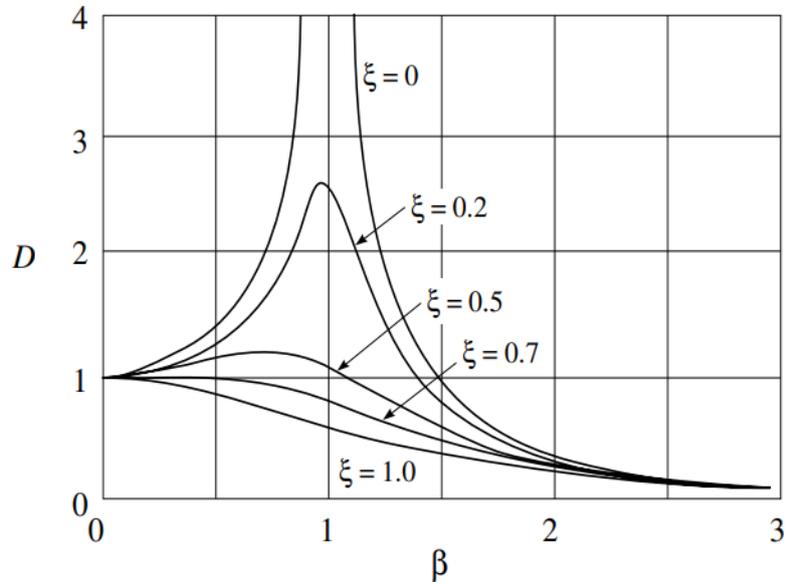
Onde  $\delta_{din}$  é o deslocamento máximo devido à carga dinâmica,  $\delta_{est}$  é o deslocamento devido a uma carga estática de mesma magnitude e  $\xi$  é a taxa de amortecimento do material.

Em um sistema não-amortecido ( $\xi = 0$ ), quando  $\beta$  se aproxima de 1 o denominador tende a zero e o fator de amplificação dinâmica  $D$  tende a infinito. Esse fenômeno é chamado de ressonância (*Ibid.*, p. 42).

A taxa de amortecimento  $\xi$  do material opera grande importância na mitigação dos efeitos da ressonância, por impedir que o denominador se anule quando  $\beta = 1$ .

A Figura 2.3 apresenta a plotagem do fator de amplificação dinâmica  $D$  em relação a  $\beta$  para diferentes taxas de amortecimento  $\xi$ . Percebe-se que, quanto maior a taxa de amortecimento, menor é a magnitude do deslocamento dinâmico diante do estático.

**Figura 2.3:** Variação do fator de amplificação dinâmica  $D$  para taxas de amortecimento  $\xi$  e razões  $\beta = \bar{\omega}/\omega_n$ .



Fonte: CLOUGH; PENZIEN, 2003, Figura 3-3.

A frequência natural de uma estrutura em vibração livre se dá pela seguinte equação (*Ibid.*, p. 42):

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.1)$$

Onde  $k$  é sua rigidez modal e  $m$  sua massa modal.

Seu desenvolvimento parte da equação do movimento, que estabelece o arranjo das forças atuantes sobre um corpo em movimento oscilatório em torno de uma posição de equilíbrio estático (RAO, 2008, p. 101):

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = F(t) \quad (2.2)$$

Onde  $y$  é o deslocamento do corpo,  $\dot{y}$  a velocidade,  $\ddot{y}$  a aceleração,  $m$  a massa,  $c$  e  $k$  as constantes de amortecimento e de restauração elástica do material e  $F(t)$  uma força variando no tempo.

Em um sistema livre não-amortecido,  $F(t) = 0$  e  $c = 0$ . Substituindo em (2.2), tem-se:

$$m\ddot{y} + ky = 0 \quad (2.3)$$

Segundo Rao (2008, p. 54), obtém-se como solução particular da equação diferencial de segunda ordem em (2.3) a resposta  $y = \bar{y} \text{sen}(\omega_n t)$ , onde  $\bar{y}$  é o deslocamento estático.

Derivando a solução  $y$  duas vezes em relação ao tempo, tem-se:

$$\frac{d^2}{dt^2} [\bar{y} \text{sen}(\omega_n t)] = -\omega_n^2 \cdot \bar{y} \text{sen}(\omega_n t)$$

$$\begin{cases} \ddot{y} = -\omega_n^2 \cdot \bar{y} \text{sen}(\omega_n t) \\ y = \bar{y} \text{sen}(\omega_n t) \\ m\ddot{y} + ky = 0 \end{cases}$$

$$m [-\omega_n^2 \cdot \bar{y} \text{sen}(\omega_n t)] + k \cdot [\bar{y} \text{sen}(\omega_n t)] = 0$$

$$[k - \omega_n^2 m] \cdot \bar{y} \text{sen}(\omega_n t) = 0$$

Busca-se a solução não-trivial, logo  $\bar{y} \neq 0$ .

A função  $\text{sen}(\omega_n t)$  varia no tempo e também não é nula.

Assim, tem-se que  $k - \omega_n^2 m = 0$ , e chega-se à equação da frequência angular natural apresentada em (2.1).

A frequência natural de uma estrutura é uma propriedade importante, já que a partir dela avalia-se a possibilidade de ressonância diante de carregamentos variando no tempo.

## 3 Desenvolvimento do projeto

### 3.1 Modelagem da estrutura

O estudo se iniciou com a modelagem da torre (Figura 3.1) na versão 14 do SAP2000 (CSI, 2014).

O modelo original é de uma torre metálica autoportante com 60m de altura dividida em 20 módulos.

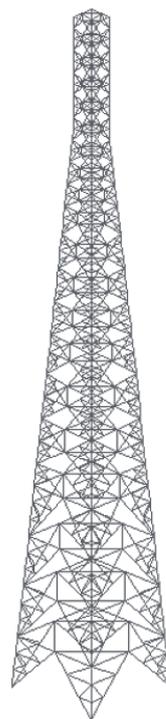
A partir da geometria de Carneiro (2011), substituíram-se os perfis de aço por novos perfis de PRFV, tipo cantoneira de abas iguais.

As cantoneiras duplas são ligadas por uma chapa de espessura  $d = 9,652 \text{ mm}$  que garante seu funcionamento em unidade.

A massa específica adotada no projeto foi de  $\rho_{PRFV} = 1,8 \text{ t/m}^3$ , com base nas informações da empresa Cogumelo, fabricante de produtos em PRFV na cidade do Rio de Janeiro.

O PRFV é um material ortotrópico, logo as barras apresentam propriedades mecânicas distintas paralela e perpendicularmente às fibras (BANK, 2006, p. 80). Os módulos de elasticidade longitudinais  $E_L$ , transversais  $E_t$  e de cisalhamento  $G$  foram obtidos de Cardoso e Togashi (2018, p. 273), e são apresentados na Tabela 3.1.

**Figura 3.1:** Vista tridimensional da torre estudada.



Fonte: SAP2000, v. 14.

**Tabela 3.1:** Módulos de elasticidade  $E$  e de cisalhamento  $G$  adotados de acordo com a espessura  $e$  dos perfis.

$e \text{ (mm)}$	$E_L \text{ (GPa)}$	$E_t \text{ (GPa)}$	$G \text{ (GPa)}$
$e < 4,8$	24,6	6,88	2,47
$e > 4,8$	27,8	8,62	2,47

Fonte: elaboração própria, 2020.

### 3.2 Configuração dos módulos

A torre se divide em 20 módulos cuja configuração geométrica e seções transversais das barras variam dentro de 5 níveis, conforme a Figura 3.2.

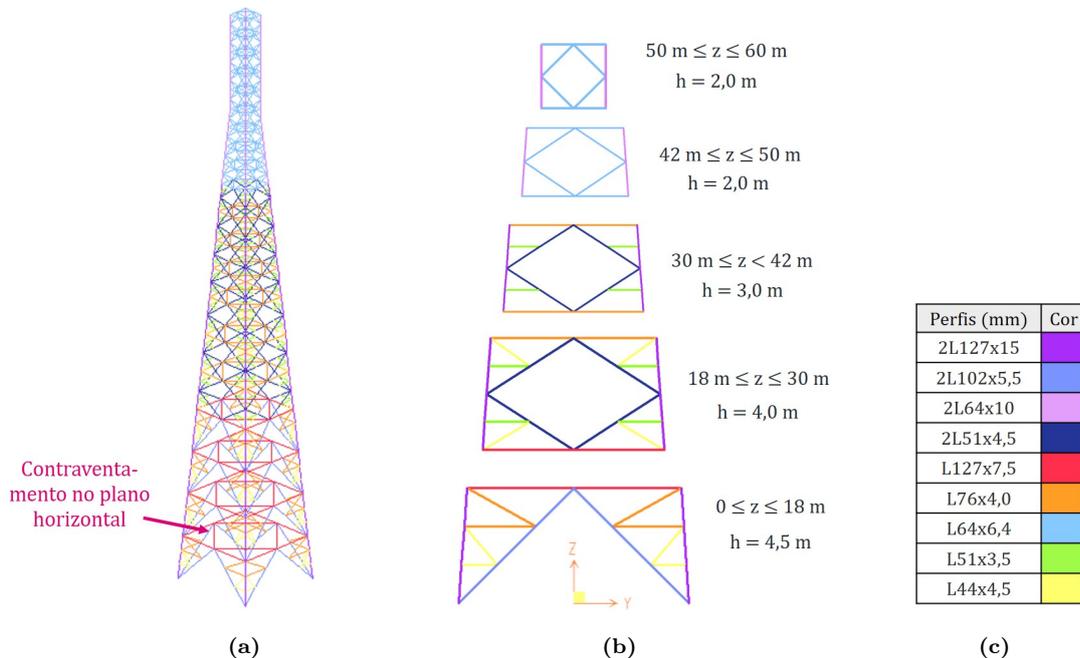
Os níveis se caracterizam pela altura  $h$  de seus módulos e pela disposição das barras principais e secundárias, como mostra a Figura 3.2b. Os perfis utilizados se encontram na Figura 3.2c, com as cores correspondentes.

Refere-se aqui como “secundárias” às barras que conectam as barras principais (diagonais e horizontais principais e montantes), promovendo maior rigidez ao módulo.

São chamados de “triangulares” ou “losangulares” os módulos em cuja face as diagonais principais compõem tais formas geométricas.

Em cada altura entre módulos, há 4 barras rotuladas ligando o centro das horizontais principais, de modo a enrijecer o quadro e prevenir instabilidades locais. Esse contraventamento consiste em barras do mesmo perfil do quadro horizontal e está destacado no primeiro módulo da torre na Figura 3.2a.

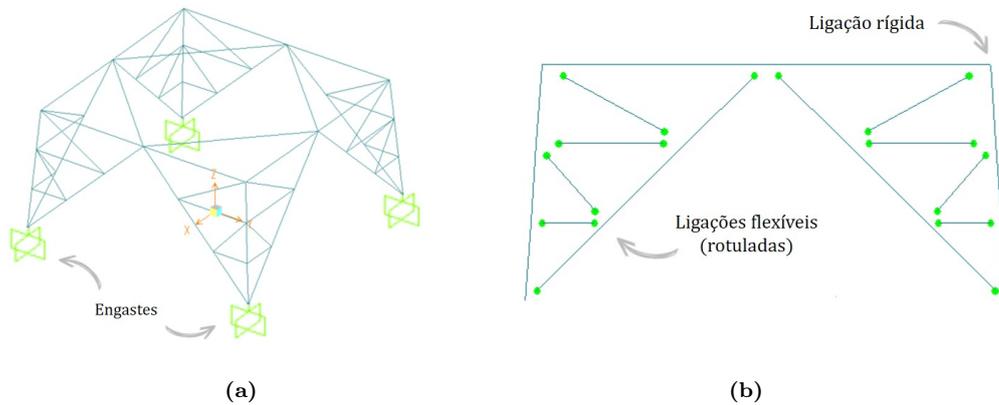
**Figura 3.2:** Distribuição dos perfis e destaque do contraventamento (a), representação esquemática dos 5 níveis (b) e legenda de cores (c).



Fontes: elaboração própria, 2020.

A base da torre foi definida como engastada (Figura 3.3a) e os módulos são treliçados, ou seja: ligações rígidas entre segmentos consecutivos dos montantes e nos extremos das barras horizontais, e ligações flexíveis nos extremos das diagonais principais e das barras secundárias (Figura 3.3b).

**Figura 3.3:** Representação dos apoios engastados (a) e dos módulos treliçados (b).



Fonte: elaboração própria.

O apêndice E traz registros fotográficos de torres de telecomunicações com as configurações apresentadas nas Figuras 3.3a e 3.3b.

### 3.3 Ações atuantes

Definida a estrutura, determinaram-se as ações permanentes e acidentais indicadas na prática 240-410-600 da Telebras (1997b, p. 8, item 5.05) e as ações do vento conforme a NBR 6123 (ABNT, 2013), assim como seus pontos de aplicação no modelo numérico.

Na análise modal da estrutura, as ações correspondem a massas; na análise dos esforços internos, correspondem a forças.

As ações permanentes se devem à torre, aos acessórios lineares, às plataformas e guarda-corpos e às antenas. As ações acidentais se devem aos funcionários e equipamentos de manutenção.

As ações do vento são calculadas separadamente para a torre, as antenas e os acessórios.

### 3.3.1 Ações permanentes

A massa e o peso próprio da torre são obtidos do modelo desenvolvido no SAP2000, a partir da massa e do peso específicos do material.

A massa dos acessórios lineares (escada, esteira, guias de onda e cabos coaxiais) e das plataformas foi definida por uma metodologia própria, cuja memória de cálculo se encontra no apêndice A.

A densidade linear calculada para os acessórios lineares foi  $\bar{\lambda}_{ace} = 77 \text{ kg/m}$ . Esse valor foi multiplicado pela altura  $h = 60 \text{ m}$  da torre, e a massa resultante foi dividida pelos 4 montantes e pelos 20 módulos, de modo a se aplicar nos nós superiores dos montantes em cada módulo.

Seu peso foi calculado e aplicado da mesma maneira, após multiplicar-se a massa pela aceleração da gravidade.

Tem-se, portanto, o seguinte desenvolvimento:

$$P_{ace} = \frac{\bar{\lambda}_{ace} \cdot h \cdot g}{4 \cdot 20} = \frac{77 \text{ kg/m} \cdot 60 \text{ m} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2}{80}$$

$$\boxed{P_{ace} = 0,566 \text{ kN}}$$

De posse da massa das plataformas  $m_{plat,i}$  e dos guarda-corpos  $m_{gc,i}$  calculada no apêndice A, a massa devida a esses acessórios aplicada nos 4 montantes nas alturas  $z_i$  se dá pela expressão a seguir:

$$m_{p+g,i}^{mont} = \frac{m_{plat,i} + m_{gc,i}}{4}$$

A Tabela 3.2 apresenta os valores de  $m_{p+g,i}^{mont}$  para cada altura  $z_i$  das plataformas.

**Tabela 3.2:** Massa das plataformas e dos guarda-corpos por montante em cada altura  $z_i$ .

$z_i$ (m)	$m_{p+g,i}^{mont}$ (kg)
22	154,7
27	122,7
37	70,0
47	31,8
52	22,8
57	22,8

Para as antenas, que se apresentam de modo pontual na estrutura, adotaram-se as massas definidas por Silva (2009, p. 23, seção 3.3):  $m_{par} = 100 \text{ kg}$  para cada uma das 4 antenas parabólicas e  $m_{set} = 25 \text{ kg}$  para cada uma das 12 antenas setoriais.

Em relação ao seu posicionamento, há dois direcionamentos conflitantes na prática 240-410-600 da Telebras (1997b).

O item 5.09-b (p. 9) recomenda “distribuir (as antenas) nas posições mais desfavoráveis da torre”. As posições mais desfavoráveis seriam, tanto para a análise modal quanto para a análise de esforços devidos à ação do vento, no topo da torre, onde  $z = h = 60 \text{ m}$ .

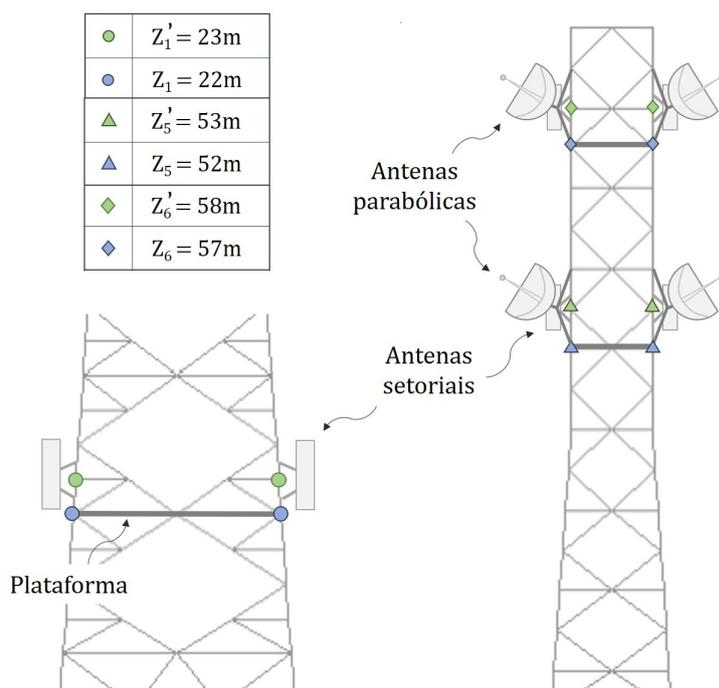
Entretanto, o quadro da Figura A.2, proveniente do item 5.41-b do mesmo documento (p. 20), menciona que a altura do piso das plataformas se dá  $1 \text{ m}$  abaixo do nível das antenas; por consequência, determina ali a altura de fixação das antenas.

A solução foi juntar as duas disposições: posicionar as antenas nas alturas  $z'_i = z_i + 1 \text{ m}$  ( $i = 1, 2, \dots, 6$ ) da maneira mais desfavorável, isto é, posicionar 2 antenas parabólicas e 2 antenas setoriais em  $z'_5 = 53 \text{ m}$  e  $z'_6 = 58 \text{ m}$ , e nas demais alturas  $z'_i$  posicionar 2 antenas setoriais.

Com isso, as 4 parabólicas (maior dimensão e maior massa) se encontram nos pontos de fixação mais altos, as 12 antenas setoriais se distribuem pelas alturas  $z'_i$ .

A Figura 3.4 apresenta de maneira gráfica a disposição das antenas, assim como a posição das plataformas.

**Figura 3.4:** Disposição esquemática das plataformas e das antenas nas alturas  $z_i$  e  $z'_i$  da estrutura.



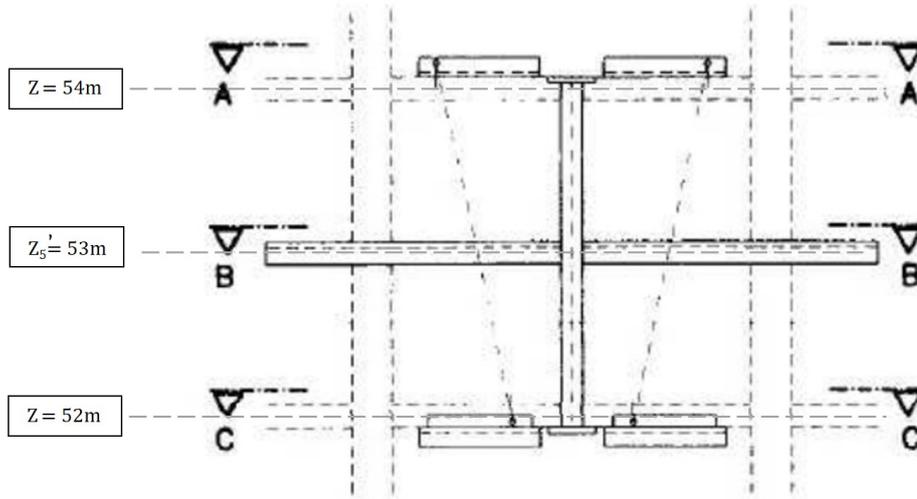
Fonte: elaboração própria, 2020.

O item 5.41-h da prática 240-410-600 da Telebras ressalta que “todos os suportes para antenas parabólicas, obrigatoriamente, devem ser fixados em estruturas, e estas devem distribuir os esforços em 2 (dois) montantes” (1997b, p. 21).

Considerando a configuração de seu suporte, as antenas parabólicas foram centralizadas vertical e horizontalmente em  $z'_i$ . As Figuras 3.5 e 3.6 ilustram o exposto para a antena posicionada em  $z'_5 = 53m$ . Sua fixação se dá 1 m acima e 1 m abaixo nos dois montantes contíguos, totalizando 4 pontos de fixação.

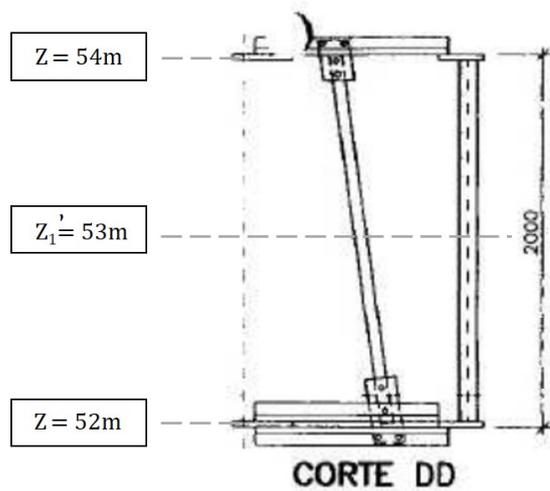
No modelo numérico, sua massa foi representada como massas localizadas de valor  $m_{par}/4$  nesses pontos; consideração análoga foi feita para seu peso.

**Figura 3.5:** Vista frontal do suporte da antena parabólica situada em  $z'_5$ .



Fonte: TELEBRAS, 1997b, p. 40, anexo 6.

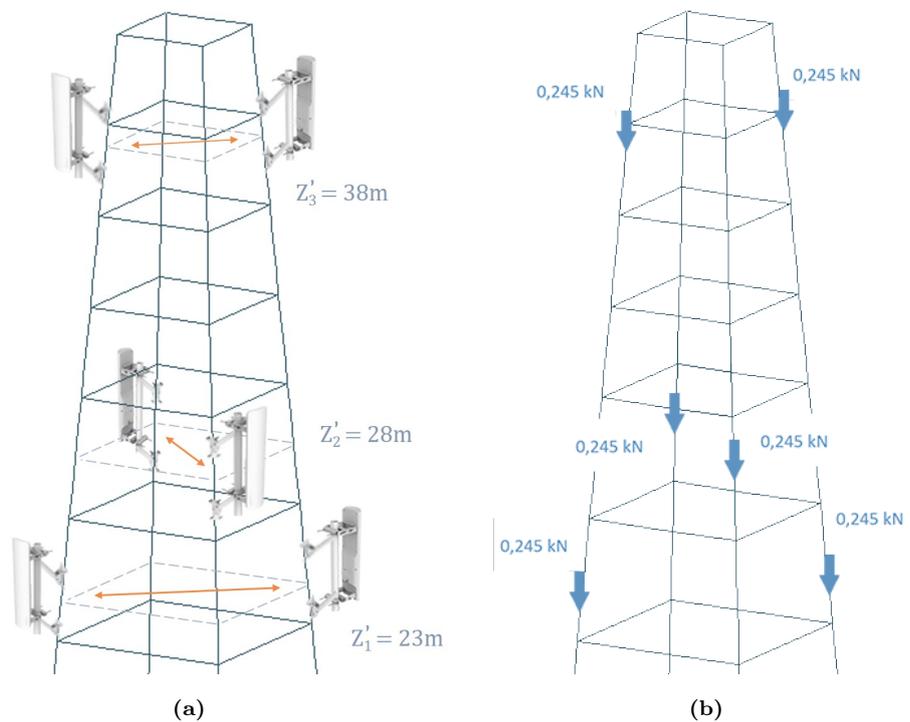
**Figura 3.6:** Vista lateral do suporte da antena parabólica situada em  $z'_5$ .



Fonte: TELEBRAS, 1997b, p. 40, anexo 6.

Às antenas setoriais se permite a fixação a um único montante; logo, estas foram dispostas nas alturas  $z'_i$  em pares, posicionadas em vértices opostos e de maneira alternada em relação aos pares imediatamente acima e abaixo, em uma configuração helicoidal demonstrada na Figura 3.7a. A Figura 3.7b apresenta a aplicação dos pesos dessas antenas.

**Figura 3.7:** Disposição esquemática das antenas setoriais em um trecho da torre (a) e aplicação de suas cargas (b).



Fonte: elaboração própria, 2020.

O suporte das antenas setoriais, como pode ser visto nos registros fotográficos do apêndice E, se fixa ao montante em 2 pontos; no entanto, a distância entre os pontos de fixação, por ser muito pequena em relação aos montantes, foi desprezada.

Considerou-se, assim, as antenas setoriais como pontualmente fixas ao montante na altura  $z'_i$ .

### 3.3.2 Ações acidentais

A prática 240-410-600 também aborda carregamentos acidentais a serem considerados para torres autossuportadas (TELEBRAS, 1997b, p. 8, item 5.07-a).

Exige-se a consideração de uma equipe de manutenção de 4 pessoas com massa de 70 *kg* e de equipamentos auxiliares para a instalação das antenas com massa de 150 *kg*. Com isso, a massa acidental total calculada foi  $m_{aci} = 430$  *kg*.

De modo a oferecer a situação mais desfavorável e considerando 2 trabalhadores por plataforma, a massa acidental total  $m_{aci}$  foi dividida entre as 2 plataformas mais altas, situadas em  $z_5 = 52$  *m* e  $z_6 = 57$  *m*.

A massa também foi dividida horizontalmente entre os 4 montantes, de forma semelhante à consideração feita na seção 3.3.1 para as plataformas e guarda-corpos.

A parcela  $m_{aci}^{mont}$  da massa acidental distribuída por plataforma e por montante se dá, portanto, por:

$$m_{aci}^{mont} = \frac{m_{aci}}{2 \cdot 4} = \frac{430 \text{ kg}}{8}$$

$$\boxed{m_{aci}^{mont} = 53,8 \text{ kg}}$$

### 3.3.3 Ações estáticas de vento

As considerações para o cálculo da ação do vento foram baseadas na norma NBR 6123 (ABNT, 2013) e nas práticas 240-400-702 e 240-410-600 da Telebras (1997a, 1997b).

A norma citada apresenta metodologias de cálculo da força de arrasto, das áreas frontais de obstrução ao vento e dos coeficientes de arrasto para torres reticuladas, mas não aborda as antenas e os acessórios.

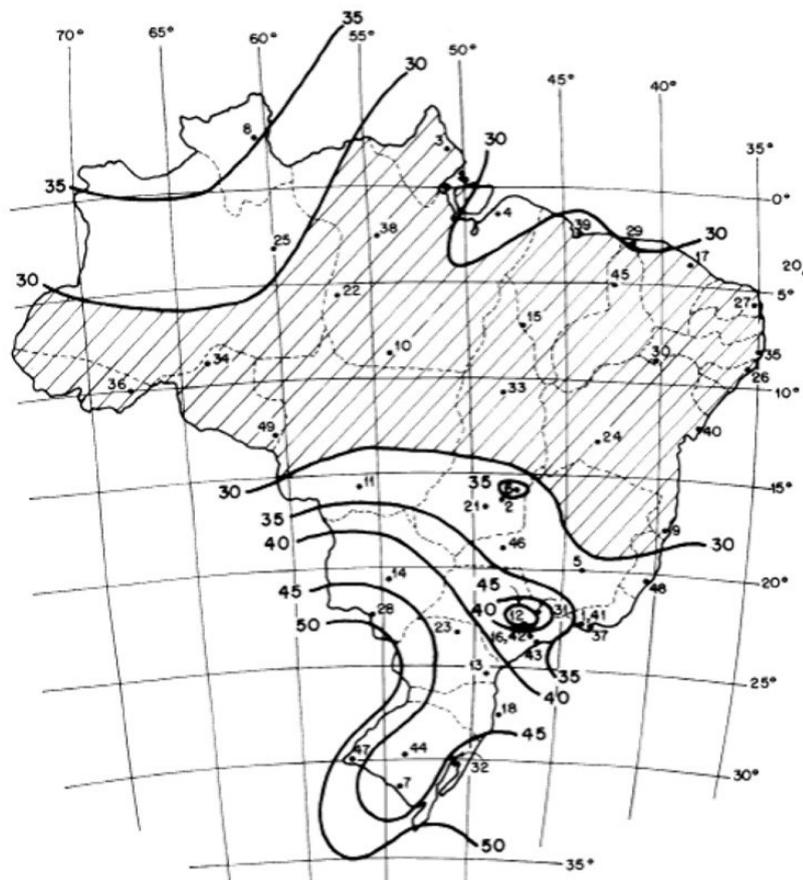
Para o cálculo da força de arrasto sobre os componentes, se recorreu às práticas da Telebras (1997a, 1997b), nas quais se encontram diretrizes para a obtenção desses fatores.

### 3.3.3.1 Vento sobre a torre

A seção 4.2 da norma (ABNT, 2013, p. 4), define a velocidade característica do vento  $V_k$  como o produto da velocidade básica  $V_0$  e dos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ .

A velocidade básica do vento é obtida através do mapa de isopletas da velocidade básica no Brasil, apresentado na Figura 3.8.

Figura 3.8: Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s).



Fonte: ABNT, 2013, p. 6, Figura 1.

Como o Rio de Janeiro se encontra entre as velocidades de  $30\text{ m/s}$  e  $35\text{ m/s}$ , considerou-se boa prática utilizar um valor intermediário, adotando  $V_0 = 32,5\text{ m/s}$ .

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações no relevo do terreno. Foi adotado  $S_1 = 1,0$  (ABNT, 2013, p. 5, seção 5.2).

O fator  $S_2$  considera “o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação” (*Ibid.*, p. 8, seção 5.3).

Este fator varia com a altura  $z$  através da equação abaixo.

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

Para encontrar os parâmetros  $b$ ,  $F_r$  e  $p$ , classifica-se a estrutura em categorias de I a V e classes de A a C. As categorias se referem à rugosidade do terreno, e as classes se referem às dimensões da estrutura (*Ibid.*).

Considerou-se que a torre se encontra na categoria IV e na classe C.

A equação apresentada acima é aplicável até a altura  $z_g$ , que para a categoria III é igual a  $350\text{ m}$ , e o fator de rajada  $F_r$  é dado pela categoria II (*Ibid.*, p. 9, seção 5.3.3).

Com base nesses pontos, a categoria e a classe definidas levam aos valores  $b = 0,71$ ,  $F_r = 0,95$  e  $p = 0,175$  (*Ibid.*, Tabela 1).

A expressão final para o fator  $S_2$  se dá por:

$$S_2 = 0,71 \cdot 0,95 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,175}$$

O fator estatístico  $S_3$  baseia-se “em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação” (*Ibid.*, p. 10, seção 5.4).

Considerando a estrutura projetada para ambientes urbanos com alto grau de habitação e circulação de pessoas, sua ruína tem alto potencial de afetar gravemente a segurança ou possibilidade de socorro após uma tempestade destrutiva.

Adotou-se, portanto,  $S_3 = 1,1$ .

O produto da velocidade básica  $V_0$  e dos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  fornece a velocidade característica  $V_k$ . De posse destes, pode ser encontrada a pressão dinâmica do vento  $q$  (ABNT, 2013, p. 4, seção 4.2).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

$$q = 0,613 \cdot \left( 32,5 \cdot 1,0 \cdot 0,71 \cdot 0,95 \cdot \left( \frac{z}{10} \right)^{0,175} \cdot 1,1 \right)^2 \quad (3.1)$$

A força de arrasto  $F_a$  para torres reticuladas de seção quadrada é dada pelo produto de  $q$ , do coeficiente de arrasto  $C_a$  e da área frontal efetiva  $A_e$  (*Ibid.*, p. 27, seção 7.7.2).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.2)$$

A área frontal efetiva  $A_e$  consiste na “área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento” (ABNT, 2013, p. 1, seção 2.1). Conclui-se, assim, que as dimensões horizontais efetivas dependem do ângulo  $\alpha$  de incidência do vento, sendo portanto consideradas em seu produto por  $\text{sen}(\alpha)$ .

Neste trabalho, o cálculo de  $A_e$  partiu do seguinte princípio: a inclinação das faces da torre na sua porção piramidal, equivalente a  $\theta = 4^\circ$  nas direções  $x$  e  $y$  em relação a  $z$ , não seria considerada.

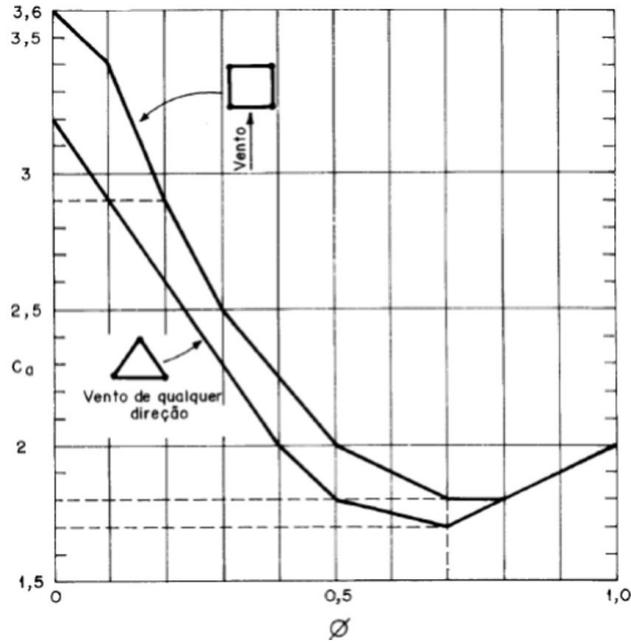
Os módulos de face outrora trapezoidais passaram ser considerados como retangulares, com base igual ao comprimento da barra horizontal inferior vezes o seno do ângulo de incidência, ou seja,  $b \cdot \text{sen}(\alpha)$ .

Definiu-se como  $L$  o somatório dos comprimentos das barras do módulo e, como  $b_m$ , a média das larguras das barras (*i.e.*, o comprimento das abas dos perfis) ponderadas por seu comprimento.

O cálculo da área efetiva  $A_e$  se deu, por fim, com o produto de  $L$  e  $b_m$ .

O coeficiente de arrasto  $C_a$  para torres reticuladas “constituídas por barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredondados” (*Ibid.*, p. 27, seção 7.7.2.1), se dá pelo gráfico da Figura 3.9.

**Figura 3.9:** Coeficientes de arrasto  $C_a$  para diferentes índices de área exposta  $\phi$ .



Fonte: ABNT, 2013, p. 29, Figura 9.

O índice de área exposta  $\phi$  na abscissa do gráfico da Figura 3.9 se refere à razão da área efetiva  $A_e$  pela área da superfície limitada pelo contorno da face do módulo (ABNT, 2013, p. 3, seção 2.3).

$$\phi = \frac{A_e}{A} = \frac{A_e}{b \cdot h}$$

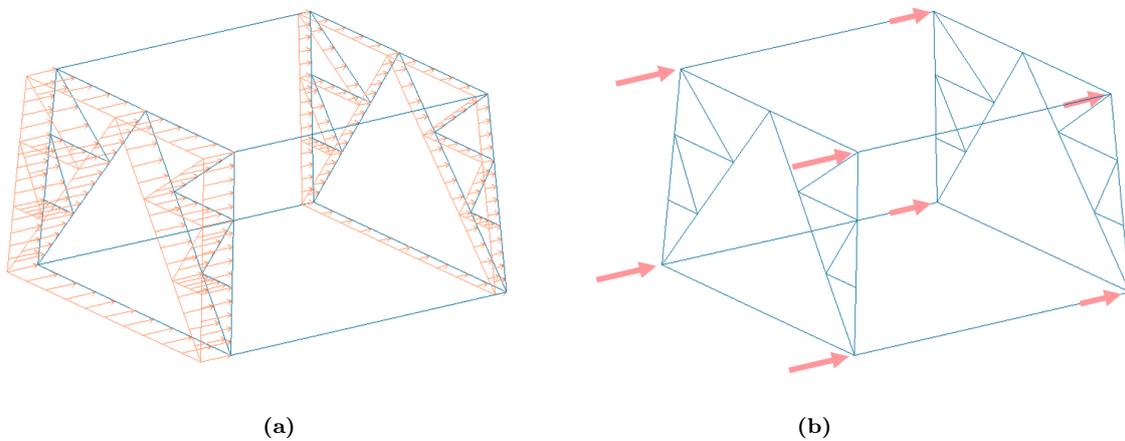
Do gráfico, portanto, obtém-se o valor de  $C_a$  para ventos perpendiculares.

Para ventos incidindo sob uma angulação  $\alpha$ , o coeficiente de arrasto recebe um coeficiente  $K_\alpha$  conforme as expressões a seguir:

$$\begin{cases} C_{a,\alpha} = K_\alpha \cdot C_a \\ K_\alpha = 1 + \frac{\alpha}{125} \leq 1,16 \end{cases} \quad (3.3)$$

As forças de arrasto  $F_a$  atuam sobre as faces dos módulos, e a transmissão dos esforços para os montantes da torre se dá pelos seus vértices, como mostra a Figura 3.10.

**Figura 3.10:** Representação da força de arrasto sobre a área efetiva da face do módulo (a) e sua distribuição nos nós dos montantes (b) para a hipótese de vento perpendicular.



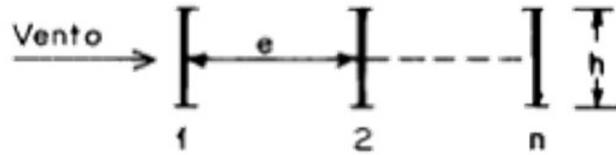
Fonte: elaboração própria, 2020.

Verticalmente, metade da força de arrasto é transmitida para os nós superiores do módulo e a outra metade para os nós inferiores. Horizontalmente, os esforços são distribuídos entre os 4 vértices da torre.

As componentes desses esforços nas direções  $x$  e  $y$  dependem da direção em que atua o vento, e para defini-las foram consideradas duas hipóteses: vento perpendicular e vento a  $45^\circ$  em relação à face da torre.

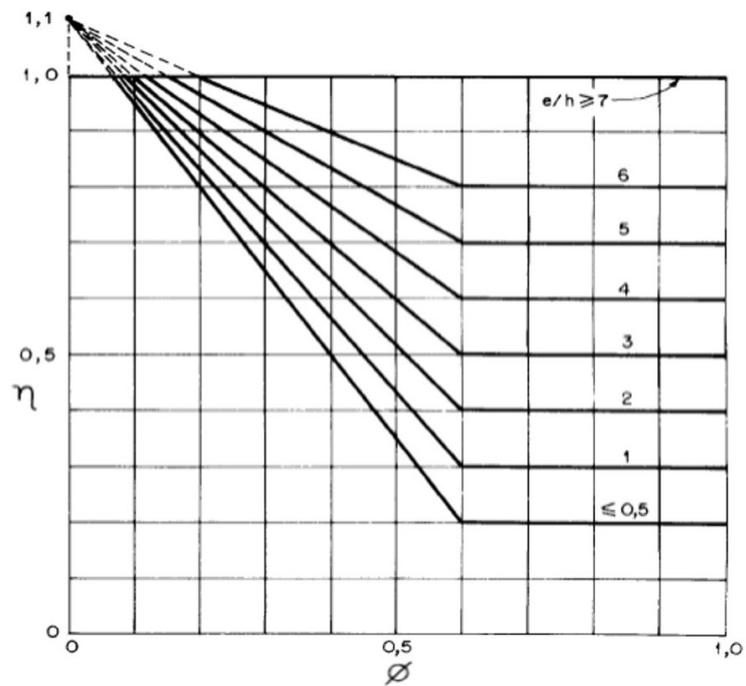
Para ventos perpendiculares, há a consideração de um fator de proteção  $\eta$  cujo cálculo se dá pelo afastamento relativo  $e/h$ , dado na Figura 3.11, e pelo gráfico da Figura 3.12.

**Figura 3.11:** Relação  $e/h$  necessária para a obtenção do fator de proteção  $\eta$ , sendo 1, 2, ...,  $n$  os  $n$  reticulados planos paralelos.



Fonte: ABNT, 2013, p. 29, Figura 8.

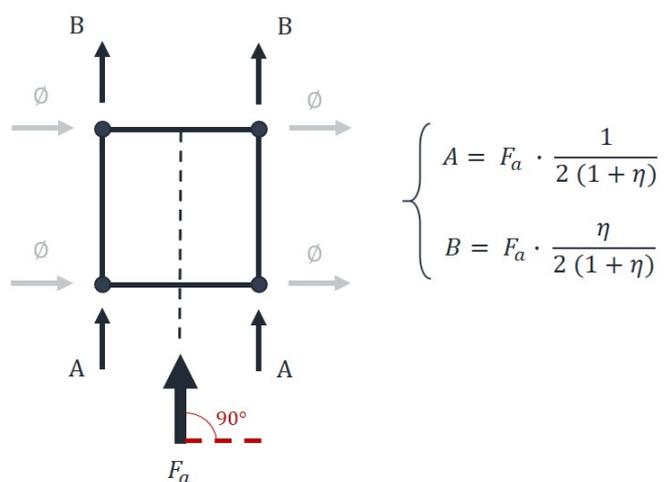
**Figura 3.12:** Fator de proteção  $\eta$  para reticulados planos paralelos igualmente afastados.



Fonte: ABNT, 2013, p. 29, Figura 8.

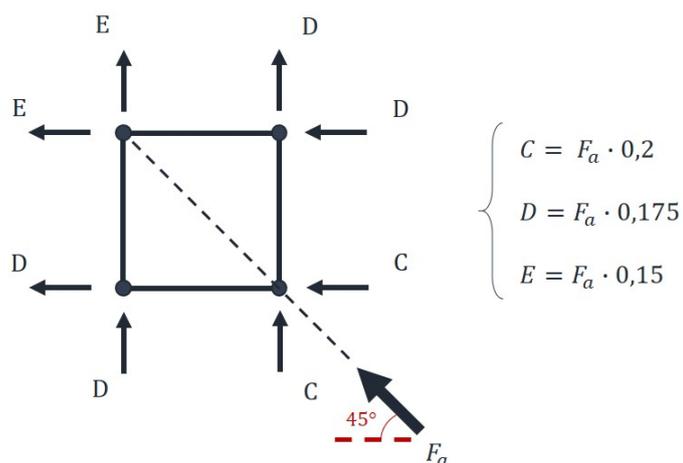
De maneira gráfica, as componentes da força de arrasto  $F_a$  sobre a face de um determinado módulo da torre para as 2 hipóteses de vento são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 3.13 e 3.14.

**Figura 3.13:** Componentes da força de arrasto para ventos perpendiculares em vista de planta.



Fonte: elaboração própria, 2020.

**Figura 3.14:** Componentes da força de arrasto para ventos atuando a 45° em vista de planta.



Fonte: elaboração própria, 2020.

### 3.3.3.2 Vento sobre antenas e acessórios

A determinação da força de arrasto nas antenas e nos acessórios se dá de maneira semelhante à da força de arrasto sobre torre.

$$\begin{cases} F_{a,ant} = C_{a,ant} \cdot q \cdot A_f \\ F_{a,ace} = C_{a,ace} \cdot q \cdot A_f \end{cases}$$

A diferença reside na forma de obtenção das áreas frontais  $A_f$  e dos coeficientes de arrasto  $C_a$ .

A memória de cálculo é apresentada em detalhes no apêndice A, e as considerações foram implementadas nas planilhas de cálculo da força de arrasto apresentadas no apêndice D.

## 4 Apresentação e análise dos resultados

Neste capítulo, as verificações de estado limite e os principais resultados da análise estrutural são apresentados e analisados.

Alguns resultados apresentam-se em comparação a uma torre de aço com a mesma geometria de barras, mesmos perfis e mesmas ações atuantes. Embora, por questões de fabricação e montagem, os perfis adotados para uma torre de aço não sejam os mesmos de uma torre de PRFV, os critérios foram escolhidos de modo a permitir uma avaliação direta da influência do material sobre o comportamento da estrutura.

Na ausência de diretrizes brasileiras a respeito de estruturas em PRF, a verificação estática dos estados limites foi realizada com base nos documentos pré-normativos europeu e estadunidense: “*Prospecto para nova orientação no projeto de PRF*”<sup>(2)</sup> (EC, 2016) e “*Pré-norma para o fator de projeto de carregamento e resistência de estruturas pultrudadas de polímero reforçado com fibras*”<sup>(3)</sup> (ACMA, 2010).

As combinações de carregamentos para ELU e ELS foram definidas, respectivamente, de acordo com os itens 1.5.2-a (ACMA, 2010, p. 8) e 1.5.3 (*Ibid.*, p. 10) do documento estadunidense.

Sendo  $P$  o carregamento permanente total,  $A$  o acidental e  $V$  a ação do vento em cada uma das hipóteses (vide página 22), para os ELU utilizaram-se as seguintes combinações:

- |   |   |
|---|---|
| 1) $1,4 P$ ;                            | 5) $1,2 P + 1,0 V_{90^\circ} + 0,4 A$ ; |
| 2) $1,2 P + 0,5 A$ ;                    | 6) $1,2 P + 1,0 V_{45^\circ} + 0,4 A$ ; |
| 3) $1,2 P + 1,6 A + 0,5 V_{90^\circ}$ ; | 7) $0,9 P + 1,0 V_{90^\circ}$ ;         |
| 4) $1,2 P + 1,6 A + 0,5 V_{45^\circ}$ ; | 8) $0,9 P + 1,0 V_{45^\circ}$ .         |

Já os ELS foram avaliados sob as seguintes combinações:

- |                             |                              |
|-----------------------------|------------------------------|
| 9) $P + 0,4 V_{90^\circ}$ ; | 10) $P + 0,4 V_{45^\circ}$ . |
|-----------------------------|------------------------------|

---

<sup>(2)</sup> “Prospect for New Guidance in the Design of FRP”.

<sup>(3)</sup> “Pre-standard for load & resistance factor design (LRFD) of pultruded fiber reinforced polymer (FRP) structures”.

## 4.1 Estados limites últimos (ELU)

### 4.1.1 Resistência e estabilidade das barras

Todos os perfis atenderam à condição fundamental de estado limite último, e os maiores esforços encontrados foram axiais de tração e compressão. As Tabelas 4.2 e 4.1 apresentam as barras mais solicitadas, sua seção transversal, os esforços solicitantes  $N_{S_d}$ , os resistentes  $N_{R_d}$  e a razão entre ambos.

**Tabela 4.1:** Maiores solicitações trativas.

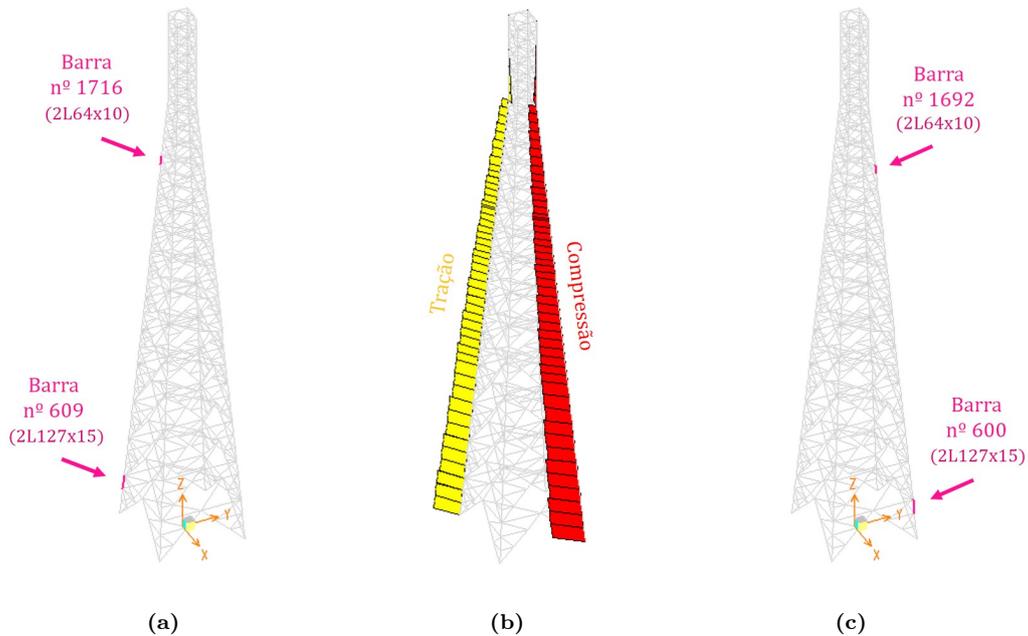
Barra	Perfil	$N_{t,S_d}$ (kN)	$N_{t,R_d}$ (kN)	$N_{t,S_d}/N_{t,R_d}$
1716	2L64x10	115,0	154,7	0,74
609	2L127x15	277,0	470,1	0,59

**Tabela 4.2:** Maiores solicitações compressivas.

Barra	Perfil	$N_{c,S_d}$ (kN)	$N_{c,R_d}$ (kN)	$N_{c,S_d}/N_{c,R_d}$
1692	2L64x10	135,5	154,7	0,88
600	2L127x15	338,5	470,1	0,72

A localização das barras apresentadas nas Tabelas 4.2 e 4.1 é indicada nas Figuras 4.1a e 4.1c, e a Figura 4.1b apresenta o diagrama de esforços axiais da estrutura sob a combinação de carregamentos n° 6. Essa combinação leva em conta a segunda hipótese de vento, ou seja, vento incidindo a 45° no sentido positivo em  $x$  e  $y$ .

**Figura 4.1:** Localização das barras sob maior tração (a), diagrama de esforços axiais para a combinação n° 6 (b) e localização das barras sob maior compressão (c).



Fontes: elaboração própria, 2020.

A Figura 4.1 permite observar a concentração de esforços nos montantes e analisar onde se encontram seus segmentos mais solicitados: próximos à base da torre e no ponto de redução dos perfis 2L127x15 para 2L64x10 (vide Figura 3.2b).

Todas as barras foram verificadas em relação à flambagem global e local. Para prevenir efeitos locais de vibração, verificou-se o índice de esbeltez das barras tracionadas.

O índice de esbeltez máximo para barras segmentadas de perfis pultrudados sujeitas a tração se dá por  $L/r = 300$ , onde  $L$  é o comprimento lateralmente não-contraventado (destravado) e  $r$  é o raio de giração em torno do eixo de menor inércia (ACMA, 2010, p. 25, seção 3.4).

A Tabela 4.3 apresenta os comprimentos destravados dos montantes em cada nível da torre (vide Figura 3.2) e o índice de esbeltez dos segmentos.

**Tabela 4.3:** Índice de esbeltez dos segmentos dos montantes.

Nível da torre	$L$ (m)	Perfil correspondente	$r$ ( $10^{-2} m$ )	Índice de esbeltez
1	1,51	2L127x15	3,88	38,9
2	1,00	2L127x15	3,88	25,8
3	0,75	2L127x15	3,88	19,32
4	1,00	2L64x10	1,92	52,1
5	1,00	2L64x10	1,92	52,1

Todos os segmentos atenderam ao limite preconizado, apresentando índices de esbeltez abaixo de 18% do valor máximo.

#### 4.1.2 Tombamento da estrutura

A ação horizontal do vento gera um momento na base da torre. O binário resistente faz surgir nos apoios reações verticais em sentido positivo e negativo. O tombamento de uma estrutura é uma forma de ruptura decorrente da falha dos apoios de resistir aos esforços trativos, perdendo o contato com a base e girando em torno de um ou mais eixos horizontais.

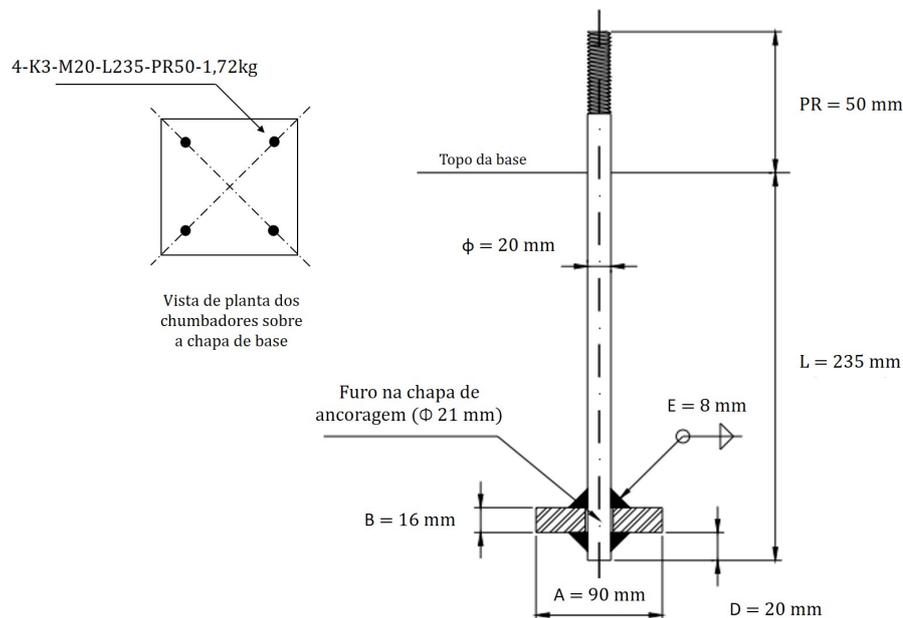
Com vista a prevenir essa falha, foi realizado o pré-dimensionamento dos chumbadores responsáveis por manter a estrutura fixa em sua base.

A definição do tipo de chumbador e de seu comprimento de ancoragem se baseia nas diretrizes da norma N-134 (PETROBRAS, 2014), que trata de chumbadores para concreto, da NBR 6118 (ABNT, 2014), que normatiza projetos de estruturas em concreto, e da NBR 8800 (ABNT, 2008), sobre projetos de estruturas mistas de aço e concreto.

A Tabela 2 da norma N-134 da Petrobras (2014, p. 6) fornece os tipos de chumbadores permitidos para cada tipo de aplicação. Para torres e chaminés, são aplicáveis os chumbadores de pré-concretagem de tipo K, L e M.

Definiu-se a adoção de chumbadores de tipo K, com detalhamento apresentado na Figura 4.2. A memória de cálculo se encontra no apêndice C.

**Figura 4.2:** Detalhamento dos chumbadores.



Fonte: elaboração própria, 2020.

## 4.2 Estados limites de serviço (ELS)

### 4.2.1 Deslocamento lateral do topo

Os deslocamentos  $\delta$  no topo da torre de compósito para as duas combinações de ELS são apresentados na Tabela 4.4. A fim de avaliar a deformabilidade da estrutura de PRFV, também apresentam-se o deslocamento no topo da torre de aço e a relação entre as respostas das estruturas.

**Tabela 4.4:** Deslocamentos no topo das torres e comparativo.

Combinação	$\delta$ (cm)	$\delta_{aço}$ (cm)	$\delta/\delta_{aço}$
9	14,0	1,94	7,2
10	22,1	3,07	7,2

Sendo  $\delta = 22,1$  cm o maior deslocamento do topo e  $h = 60$  m a altura da torre, o maior deslocamento relativo é  $\delta/h \approx 1/271$ .

O documento pré-normativo estadunidense apresenta limites para essa relação: “*deformações da ordem de 1/300 vezes o vão ou a altura do pavimento são facilmente visíveis e podem levar a pequenos danos arquitetônicos*” e “*deformações da ordem de 1/200 podem prejudicar a operação de componentes móveis não-estruturais, como janelas, portas de correr ou divisórias no caso de edificações*” <sup>(4)</sup> (ACMA, 2010, p. 114, item C2.6.1).

O deslocamento relativo do topo da torre se encontra entre o dois limites citados.

$$\frac{1}{300} < \frac{\delta}{h} \approx \frac{1}{271} < \frac{1}{200}$$

Deformações perceptíveis podem trazer certo desconforto a moradores e transeuntes na região; no entanto, a operação de componentes móveis não-estruturais não é comprometida, configurando um deslocamento razoável.

Apesar de apresentar uma resposta razoável às ações estáticas, a considerável flexibilidade da torre de compósito em relação à de aço, com deslocamentos cerca de 7 vezes superiores, aponta para diferenças significativas em suas propriedades dinâmicas.

#### 4.2.2 Deflexão máxima

A prática 240-410-600 da Telebras define, para TASL, a deflexão máxima em relação ao eixo vertical no plano horizontal da antena mais alta de  $\theta_{mx} = 1^\circ 40' 00''$  (1997b, p. 3, item 3.08).

Conforme foi apresentado na página 13, a antena mais alta situa-se na altura  $z'_6 = 58 m$ . A deflexão devida a um deslocamento  $\delta$  no plano horizontal em relação a  $z$  se dá por:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\delta}{58 m}\right)$$

A Tabela 4.5 apresenta os deslocamentos e as respectivas deflexões para as 2 combinações de serviço consideradas.

---

<sup>(4)</sup> “Deformations on the order of 1/300 times span or story height are easily visible and may lead to minor architectural damage, while deformations on the order of 1/200 times the span or story height may impair the operation of moveable non-structural components (windows, sliding doors or partitions) [...]”

**Tabela 4.5:** Deslocamentos  $\delta$  e deflexões  $\theta$  na altura  $z'_6$ .

Combinação	$\delta_x$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\delta$ (cm)	$\theta$
9	13,1	0	13,1	0° 7' 46"
10	14,5	14,5	20,5	0° 12' 9"

Como  $\theta = 0^\circ 12' 9'' < \theta_{mx} = 1^\circ 40' 00''$ , a estrutura encontra-se dentro do limite para o ELS de deflexão máxima.

### 4.3 Massa total

Considerando-se a massa total como a soma da massa da torre, das antenas e dos acessórios, a proporção que esses elementos assumem é diretamente relacionada ao material utilizado na torre.

A torre metálica da qual partiu o estudo é composta por perfis laminados de aço ASTM A992 com massa específica  $\rho_{aço} = 8,63 t/m^3$ .

A torre de compósito é composta por perfis pultrudados de PRFV com massa específica  $\rho_{PRFV} = 1,8 t/m^3$ .

A Tabela 4.6 apresenta a massa  $m$ , a massa total  $M$  e suas relações percentuais para os dois materiais.

**Tabela 4.6:** Massa  $m$  das torres em proporção à massa total  $M$  e à massa da torre de aço  $m_{aço}$ .

Material	$m$ (t)	$M$ (t)	$m/M$ (%)	$m/m_{aço}$ (%)
Aço	26,6	33,62	79,1	100
PRFV	5,54	12,56	44,1	20,8

Nota-se que a torre de PRFV é cerca de 5 vezes mais leve que a de aço. Além disso, mais da metade da massa total  $M_{PRFV}$  se deve não à torre, mas aos componentes que ela suporta, demonstrando a alta resistência do material em relação a sua massa específica.

## 4.4 Frequências naturais e formas modais

A Tabela 4.7 apresenta as frequências naturais da torre de aço e da torre de PRFV para os dois primeiros modos de vibração.

**Tabela 4.7:** Frequências naturais dos primeiros modos de vibração das torres de aço e de PRFV.

Modo	Forma modal	Torre de aço	Torre de PRFV
1	Flexão em torno de $x$	1,80 Hz	0,89 Hz
2	Flexão em torno de $y$	1,80 Hz	0,89 Hz

A partir da equação (2.1), espera-se que a massa da torre de compósito, 5 vezes inferior à da torre metálica, acarrete maiores frequências naturais. No entanto, o módulo de elasticidade longitudinal do PRFV, adotado como  $E_L = 27,8 \text{ GPa}$  para os maiores perfis (vide Tabela 3.1), é cerca de 7 vezes menor que o do aço,  $E_{aço} = 200 \text{ GPa}$ .

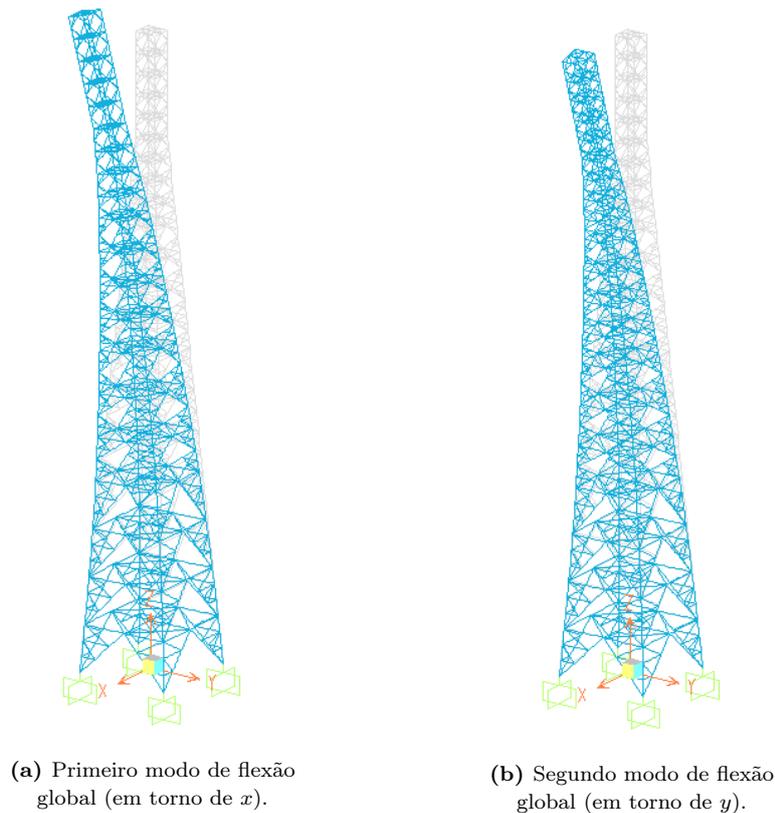
A diferença entre os módulos de elasticidade é superior à diferença entre as massas. Resultam para a estrutura em PRFV uma menor rigidez e, conseqüentemente, menores frequências naturais.

Os dois primeiros modos de flexão da torre de PRFV apresentaram uma frequência natural  $f_n = 0,89 \text{ Hz} < 1 \text{ Hz}$ . Segundo a NBR 6123 (ABNT, 2013, p. 33), estruturas com frequências naturais inferiores a  $1 \text{ Hz}$  apresentam resposta significativa diante da ação dinâmica do vento.

Isto posto, a análise dinâmica da estrutura faz-se necessária, e será o objeto de estudo do segundo trabalho de conclusão.

A Figura 4.3 apresenta as formas modais correspondentes aos primeiros modos de flexão global em torno, respectivamente, dos eixos  $x$  e  $y$ .

**Figura 4.3:** Formas modais dos dois primeiros modos de vibração da estrutura.



Fonte: SAP2000, v. 14.

A presença das massas acidentais de funcionários e equipamentos de manutenção reduziu em 5,4% a frequência natural da torre de PRFV nos dois modos apresentados. Sem as massas acidentais, ela apresentou frequência natural de  $0,94 Hz$ .

Estruturas civis costumam apresentar baixas taxas de amortecimento. Nesse caso, pequenas mudanças na frequência ao redor de  $\beta = 1$  levam o fator de amplificação dinâmica  $D$  a crescer consideravelmente (Figura 2.3).

Sendo assim, a redução das frequências naturais devida às massas acidentais se mostra significativa, e deve-se considerá-las na análise dinâmica da estrutura.

## 5 Considerações finais

### 5.1 Conclusão

O PRFV, material compósito estudado neste trabalho, apresenta propriedades valiosas como a alta resistência a corrosão, ótimo isolamento elétrico (BANK, 2006, p. 47), baixa massa específica e alta resistência mecânica (SWOLFS *et al.*, 2014, p. 182).

Apesar de sua resistência mecânica ser alta, seu módulo de elasticidade é menor que o do aço, levando as estruturas em PRFV a frequências naturais relativamente baixas.

Essa propriedade não é negativa *per se*, no entanto torna-se um ponto de atenção ao entrar na faixa de frequência dos carregamentos dinâmicos aos quais a estrutura está submetida. Os resultados da seção 4.4 mostram ser este o caso nos dois primeiros modos de flexão global da torre, para os quais encontrou-se a frequência natural  $f_n = 0,89 Hz < 1 Hz$  (ABNT, 2013, p. 33).

A proximidade da frequência natural da estrutura com a frequência do carregamento dinâmico promove o fenômeno da ressonância, que pode causar desde desconforto dos habitantes e transeuntes da localidade como graves acidentes.

Em vista das vantagens que o material apresenta, faz-se necessário afirmar o grande potencial de sua aplicação estrutural na construção civil, apontar o caminho para estudos de seu comportamento dinâmico e buscar soluções para os efeitos da ressonância.

### 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Nesta seção são apresentadas linhas de pesquisa com potencial de avançar o conhecimento e promover a utilização de perfis estruturais de PRFV em torres de telecomunicações.

#### 5.2.1 Carregamento dinâmico de vento

Como foi apresentado na seção 4.4, as frequências naturais dos primeiros modos de flexão global da torre de PRFV se encontram abaixo de  $1 Hz$ , a faixa de frequências na qual a resposta da estrutura ao carregamento dinâmico do vento é significativa.

Pretende-se desenvolver, no próximo trabalho de conclusão, um estudo aprofundado dos espectros de velocidade do vento. Confirmando-se a ocorrência de ressonância, os atenuadores de massa sintonizados se apresentam como uma solução para mitigar os deslocamentos excitados pelo vento.

### 5.2.2 Ligação dos perfis e verificação à fadiga

A forma de ligação entre os perfis determina o sistema estrutural e, consequentemente, o fluxo de tensões entre os elementos.

Barras ligadas com apenas 1 parafuso, por exemplo, possuem restrição a deslocamentos, mas possuem certa liberdade para rotação em torno do ponto de fixação. Mesmo não sendo a mesma liberdade da abstração usada nos cálculos, onde o deslocamento rotacional é totalmente livre e o momento fletor é nulo, a rigidez à rotação dessa ligação é muito baixa, e ela é representada no modelo numérico como uma rótula. Chama-se esta de ligação flexível.

Já as barras conectadas com 2 ou mais parafusos encontram maior rigidez à rotação, constituindo aquilo que abstraímos como uma continuidade entre as barras. Chama-se esta de ligação rígida.

A Figura 5.4 apresenta as ligações flexíveis e rígidas cuja configuração define o sistema estrutural treliçado dos módulos.

**Figura 5.4:** Ligação rígida (seta rosa) e ligações flexíveis (setas amarelas) de uma torre metálica situada em Piratininga, Niterói.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

As ligações dos perfis são pontos de concentração de tensões em estruturas submetidas a carregamentos variáveis cíclicos, como é o caso de torres de telecomunicações sob a ação do vento. Representam, assim, pontos críticos de ruptura devida à fadiga.

Cabe, portanto, avaliar os danos nas ligações e a vida útil da torre de PRFV diante da ação dinâmica do vento.

### 5.2.3 Análise não-linear

O PRFV possui resistência mecânica alta (SWOLFS *et al.*, 2014, p. 182), porém seu módulo de elasticidade é cerca de 7 vezes inferior ao do aço, tornando-o comparativamente mais flexível.

Na verificação do deslocamento lateral do topo (seção 4.2.1), observou-se que o deslocamento relativo  $\delta/h \approx 1/271$  é facilmente perceptível, podendo afetar o conforto de moradores e transeuntes.

Além disso,  $\delta/h$  é superior a  $1/400$ , limite para o qual os efeitos P- $\Delta$  são minimizados (ACMA, 2010, p. 114, item C2.6.1). A análise P- $\Delta$  é uma análise não-linear que considera os esforços de 2ª ordem provenientes da atuação do carregamento sobre a estrutura deformada.

Como estruturas flexíveis apresentam maiores deformações e efeitos de 2ª ordem, convém estudar sua relevância em torres de telecomunicações de PRFV, a fim de garantir uma análise precisa e o projeto de estruturas seguras.

### 5.2.4 Análise de custos

A engenharia no sistema político-econômico em que o Brasil se insere exige não apenas a eficiência estrutural e o benefício social de determinado método construtivo, mas também a taxa de lucro do empreendimento.

O setor comercial da Cogumelo indica uma redução de 30% a 40% nas cargas de fundação de estruturas construídas em PRFV em comparação ao aço, representando uma vantagem econômica.

Uma análise de custos, no entanto, leva em contas diversas variáveis como custo de material, mão de obra, pré-montagem e transporte, além de custos indiretos. Torna-se relevante, portanto, estudar detalhadamente e quantificar essas variáveis a fim de avaliar o impacto econômico da utilização do PRFV em torres de telecomunicações.

## Referências

AMERICAN COMPOSITES MANUFACTURERS ASSOCIATION. *Pre-standard for load & resistance factor design (LRFD) of pultruded fiber reinforced polymer (FRP) structures*. Estados Unidos, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 238 p. 3. ed. Rio de Janeiro, 29 abr. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123*: Forças devidas ao vento em edificações. 66 p. 3. ed. rev. e atual. Rio de Janeiro, 10 mai. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800*: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 237 p. 2. ed. Rio de Janeiro, 25 ago. 2008.

ARAÚJO, Rejane. BRANDI, Paulo. *Telebras*. Centro de Pesquisa e Documentação de História Contemporânea do Brasil. Rio de Janeiro: FGV-CPDOC [s.d.]. Disponível em: <<http://www.fgv.br/cpd/doc/acervo/dicionarios/verbete-tematico/telebras>>.

Acesso em 19/11/20.

BANK, Lawrence. *Composites for construction: structural design with FRP materials*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 2006.

BRASIL. *Lei Geral de Telecomunicações*: Lei nº 9.472, de 16 de julho de 1997. Dispõe sobre a organização dos serviços de telecomunicações, a criação e funcionamento de um órgão regulador e outros aspectos institucionais, nos termos da Emenda Constitucional nº 8, de 1995. Diário Oficial da União: seção 1, Brasília, DF, p. 15081, 17 jul. 1997. PL 821/1995

Disponível em: <<https://www2.camara.leg.br/legin/fed/lei/1997/lei-9472-16-julho-1997-367735-norma-pl.html>>.

Acesso em 19/11/20.

CARDOSO, Daniel C. T. TOGASHI, Barbara S. *Experimental investigation on the flexural-torsional buckling behavior of pultruded GFRP angle columns*. Thin-Walled Structures, Rio de Janeiro, v. 125, p. 269-280, abr. 2018.

Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S026382-3117314465>>.

Acesso em 17/08/20.

CARNEIRO, Leonardo S. *Análise dinâmica de torre metálica para telecomunicações sob a ação do vento*. 2011. 23 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, 2011.

CERCHIARO, Jorge R. *Comportamento mecânico de compósitos com poliéster e tecidos de sisal por moldagem manual*. 87 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana) - Universidade Federal da Bahia, Salvador, BA, 2010.

CLOUGH, Ray W. PENZIEN, Joseph. *Dynamics of structures*. 3. ed. Berkeley: Computer & Structures Inc., 2003.

COMPUTERS & STRUCTURES, INC. *SAP2000*. v.14. [S.l.]: CSI, 2014.

EUROPEAN COMMISSION. *Prospect for New Guidance in the Design of FRP: support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes*. Itália, 2016.

Disponível em: <<https://ec.europa.eu/jrc/en/publication/eur-scientific-and-technical-research-reports/prospect-new-guidance-design-frp>>.

Acesso em 17/08/20.

FERRAZ, Daniel. *Enrijecedores em bases de postes tubulares*. Engenheiro do aço. Rio de Janeiro, 14 nov. 2018.

Disponível em: <<https://www.engenheirodoaco.com.br/2018/11/14/enrijecedores-em-bases-de-postes-tubulares/>>.

Acesso em 07/11/20.

GAY, Daniel. HOA, Suong V. TSAI, Stephen W. *Composite materials: design and applications*. Boca Raton: CRC Press LLC, 2003.

PETROBRAS. *N-134: Chumbadores para concreto*. 26 p. rev. Brasil, abr. 2014.

RAO, Singiresu S. *Vibrações mecânicas*. 4. ed. São Paulo: Pearson Education, 2008.

RODRIGUES, Rosângela S. *Mecânica do Colapso Aeroelástico de Torres TEE*.

183 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/teses-de-doutorado/148-2004/1007-ro-sangela-santarem-rodrigues>>.

Acesso em 20/11/20.

SILVA, Gabrielle de M. *Análise de torre metálica auto-suportada para telecomunicações*. 2009. 42 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, 2009.

SWOLFS, Yentl *et al.* *Fibre hybridisation in polymer composites: a review*. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, Leuven, v. 67, p. 181-200, dez. 2014.

Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1359835X14002681?via%3Dihub>>.

Acesso em 19/11/20.

TELEBRAS. *Prática 240-400-702*: especificações gerais para adoção de parâmetros básicos e apresentação de memorial de cálculo para torres e postes metálicos. Brasil, nov. 1997.

TELEBRAS. *Prática 240-410-600*: procedimentos de projeto para torres metálicas auto-suportadas, estaiadas e postes metálicos. 2. ed. Brasil, out. 1997.

VIANNA, Rafael da S. *Homogeneização em duas etapas de compósitos poliméricos pultrudados reforçados com fibras de vidro*. 61 p. Dissertação (Mestrado em Montagem Industrial) - Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, 2020.

VIEIRA, Janine D. *Estudo do comportamento estrutural de perfis pultrudados sob efeito de alta temperatura*. 170 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/teses-de-doutorado/152-2008/1168-janine-domingos-vieira>>.

Acesso em 19/11/20.

ZAMPIRON, Ivan. *Avaliação das características e desempenho de estruturas para telecomunicações visando o projeto de novo modelo de torre autoportante*. 134 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2008.

# Apêndices

## Apêndice A - Propriedades físicas e geométricas dos componentes

### A.1 Massa dos acessórios lineares

Os acessórios lineares (escada, esteira, guias de onda e cabos coaxiais) se apresentam distribuídos linearmente ao longo da torre, logo foi estabelecida uma metodologia para encontrar sua massa.

Para cada um destes acessórios foram definidas densidades lineares  $\bar{\lambda}$ , reunidas posteriormente na densidade linear total dos acessórios  $\bar{\lambda}_{ace}$ .

A densidade linear da escada de acesso e manutenção da torre  $\bar{\lambda}_{esc}$  (Figura A.1a) foi obtida através do cálculo aproximado da massa de uma escada-marinheiro de PRFV baseado no catálogo geral da Cogumelo.

Sendo  $e = 55 \text{ mm}$  uma espessura média na direção paralela ao vento e sendo  $\bar{A} = 0,3 \text{ m}^2/\text{m}$  a consideração de área linear da prática 240-400-702 da Telebras (1997a, p. 8, item 5.01-b), realizou-se o seguinte desenvolvimento:

$$\bar{\lambda}_{esc} = \bar{A} \cdot e \cdot \rho_{PRFV}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{A} = 0,3 \text{ m}^2/\text{m} \\ e = 0,055 \text{ m} \\ \rho_{PRFV} = 1800 \text{ kg}/\text{m}^3 \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda}_{esc} = 0,3 \cdot 0,055 \cdot 1800 = 29,7 \approx 30$$

$$\boxed{\bar{\lambda}_{esc} = 30 \text{ kg}/\text{m}}$$

A esteira que conduz os cabos coaxiais (Figura A.1b) também é contemplada no item 5.01-b da prática 240-400-702 (1997a, p. 8, item 5.01-b), no entanto sua densidade linear  $\bar{\lambda}_{est}$  foi definida de maneira diferente.

Para assumir um valor realista, após algumas pesquisas escolheu-se o modelo E4.48L.400.350.0 da marca Igus como referência.

Do catálogo da empresa, sua densidade linear vale  $2,96 \text{ kg/m} \approx 3 \text{ kg/m}$ . Considerou-se, assim,  $\bar{\lambda}_{est} = 3 \text{ kg/m}$ .

**Figura A.1:** Escada-marinheiro (a) e esteira (b) escolhidas para o estudo.



(a) Escada-marinheiro de PRFV da Cogumelo.



(b) Esteira de cabos Igus da série E4.1L.

Fonte: sítios eletrônicos da Cogumelo e da Igus.

Os cabos coaxiais e guias de onda foram definidos de acordo com o item 5.09-c da prática 240-410-600 da Telebras (1997b, p. 9).

Seguindo este item, foram considerados guias de onda elípticos com diâmetro  $\phi_{gdo} = 10 \text{ cm}$  e densidade linear  $\bar{\lambda}_{gdo} = 6 \text{ kg/m}$  para cada antena parabólica, e cabos com diâmetro  $\phi_{cc} = 3 \text{ cm}$  e densidade linear  $\bar{\lambda}_{cc} = 1 \text{ kg/m}$ , sendo 2 destes para cada parabólica e 1 para cada antena setorial.

No total, 4 guias de onda e 20 cabos coaxiais.

A densidade linear total de acessórios  $\bar{\lambda}_{ace}$ , distribuída ao longo da altura da torre, se dá pela soma das massas lineares de cada acessório:

$$\bar{\lambda}_{ace} = \bar{\lambda}_{esc} + \bar{\lambda}_{est} + 4 \cdot \bar{\lambda}_{gdo} + 20 \cdot \bar{\lambda}_{cc}$$

$$\bar{\lambda}_{ace} = 30 \text{ kg/m} + 3 \text{ kg/m} + 24 \text{ kg/m} + 20 \text{ kg/m}$$

$$\boxed{\bar{\lambda}_{ace} = 77 \text{ kg/m}}$$

As plataformas de manutenção são definidas segundo a seção 5.41 da prática 240-410-600 da Telebras (1997b, p. 19).

A Figura A.2 indica, com base na altura efetiva da torre, a quantidade e a posição das plataformas a serem consideradas.

**Figura A.2:** Quantidade e posição das plataformas para diferentes alturas efetivas.

		Altura Efetiva da Torre (m)														
		30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Altura do piso das plataformas (1,0 m abaixo do nível das antenas)	97															X
	92														X	X
	87													X	X	X
	82												X	X	X	
	77										X	X	X			X
	72									X	X	X			X	
	67								X	X	X			X		X
	62							X	X	X		X			X	
	57						X	X	X		X			X	X	X
	52					X	X	X		X			X		X	
	47				X	X	X		X		X			X		
	42			X	X	X		X		X		X				
	37		X	X	X		X		X		X					
	32	X	X	X		X		X		X						
27	X	X	X		X		X		X							
22	X	X	X	X	X	X	X									
Quantidade	2	3	4	4	5	5	6	6	6	6	6	6	6	6	6	

Fonte: TELEBRAS, 1997b, p. 20, item 5.41-b.

Seguindo o quadro da Figura A.2 e sendo a altura da torre  $h = 60\text{ m}$ , foram definidas 6 plataformas nas alturas  $z_i$  a seguir:

- $z_1 = 22\text{ m}$
- $z_2 = 27\text{ m}$
- $z_3 = 37\text{ m}$
- $z_4 = 47\text{ m}$
- $z_5 = 52\text{ m}$
- $z_6 = 57\text{ m}$

Nas alturas  $z_i$ , observam-se as seguintes áreas  $A_i$  no plano horizontal:

- $A_1 = (5,92\text{ m})^2 = 35,05\text{ m}^2$
- $A_2 = (5,22\text{ m})^2 = 27,25\text{ m}^2$
- $A_3 = (3,83\text{ m})^2 = 14,67\text{ m}^2$
- $A_4 = (2,43\text{ m})^2 = 5,90\text{ m}^2$
- $A_5 = (2,00\text{ m})^2 = 4,00\text{ m}^2$
- $A_6 = (2,00\text{ m})^2 = 4,00\text{ m}^2$

Respeitada a largura de plataforma mínima  $b_{min} = 0,8\text{ m}$  (TELEBRAS, 1997b, p. 19, item 5.41-a), o passo seguinte foi a busca de valores de densidade de área  $\rho_A$  para as plataformas.

O catálogo de grades em PRFV da Cogumelo oferece diversas opções de grades montadas.

Fabricadas com vigas portantes pultrudadas em seção "I", estabilizadas por vigas pultrudadas de ligação e com percentual alto de 65% de fibra de vidro, as grades possuem alta resistência mecânica.

Foi escolhida a grade GM 50-1" da Cogumelo (p. 7), cuja densidade de área vale  $\rho_A = 15 \text{ kg/m}^2$ .

Dessa forma, para cada plataforma obtém-se:

$$m_{plat,i} = A_i \cdot \rho_A$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m_{plat,1} = 526 \text{ kg} \\ m_{plat,2} = 409 \text{ kg} \\ m_{plat,3} = 220 \text{ kg} \\ m_{plat,4} = 89 \text{ kg} \\ m_{plat,5} = 60 \text{ kg} \\ m_{plat,6} = 60 \text{ kg} \end{array} \right.$$

Os guarda-corpos são mencionados na mesma seção 5.41:

É obrigatória a colocação de guarda-corpo em todos os lados desabrigados das plataformas e patamares, a uma altura de 1 m (um metro). As diagonais da estrutura da torre não devem ser consideradas guarda-corpo.

(TELEBRAS, 1997b, p. 19, item 5.41-c)

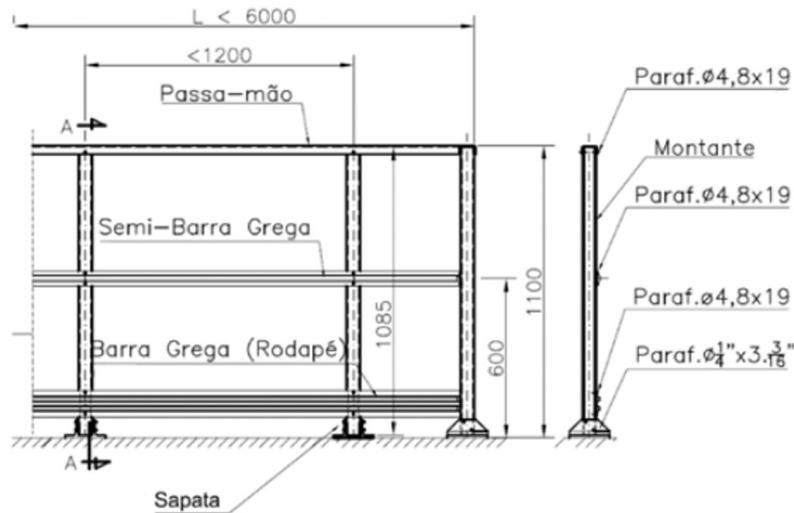
Os guarda-corpos, exigidos no item 5.41-c da prática 240-410-600 da Telebras (1997b, p. 20), tiveram suas massas lineares  $\bar{\lambda}_{gc}$  estimadas a partir do catálogo geral, do catálogo de grades e da lista de perfis da Cogumelo.

O catálogo geral de pultrudados da Cogumelo fornece, na página 9, a configuração geométrica escolhida para esse estudo, apresentada na Figura A.3, e algumas dimensões do guarda-corpo.

O catálogo de grades em fibra de vidro para pisos industriais da Cogumelo complementa as informações do primeiro com a identificação dos perfis das barras que constituem o acessório.

A lista de perfis fornece as dimensões de todos os perfis em fibra de vidro fabricados pela Cogumelo.

**Figura A.3:** Configuração geométrica escolhida para o guarda-corpo de PRFV.



Fonte: Catálogo geral de produtos pultrudados e injetados de fibra de vidro da Cogumelo, p. 9.

Da página 26 do catálogo de grades tem-se:

- Os montantes são tubos quadrados de 2";
- As barras intermediárias são tubos redondos de diâmetro  $\phi = 1 \frac{1}{2}$ " e espessura  $e = \frac{3}{16}$ ";
- O rodapé é um perfil barra grega de largura  $b = 4$ ".

O corrimão foi considerado como um perfil "U" com abas de altura  $h = 2 \frac{1}{4}$ ", largura  $b = 1 \frac{1}{4}$ " e espessura  $e = \frac{1}{8}$ " para o devido encaixe nos montantes.

Combinando as informações acima com as dimensões dos perfis provenientes da lista de perfis da Cogumelo (p. 2), é possível estimar a densidade linear do guarda-corpo  $\bar{\lambda}_{gc}$ .

Adotando a distância entre montantes de  $1\text{ m}$  recomendada no catálogo de grades (p. 26), tem-se 1 montante de  $1\text{ m}$  de altura a cada metro de guarda-corpo.

A lista de perfis da Cogumelo fornece, para o perfil tubular quadrado de espessura  $1/8''$ , a densidade linear de  $0,98\text{ kg/m}$ .

Considerando a espessura de  $1/8''$  para o montante, encontra-se a seguinte densidade linear  $\bar{\lambda}_{gc}^{mont}$ :

$$\bar{\lambda}_{gc}^{mont} = \frac{0,98\text{ kg/m} \cdot 1\text{ m}}{1\text{ m}}$$

$$\boxed{\bar{\lambda}_{gc}^{mont} = 0,98\text{ kg/m}}$$

De acordo com a lista de perfis da Cogumelo, os tubos redondos de diâmetro  $\phi = 1\ 1/2''$  e espessura  $e = 3/16''$  possuem uma densidade linear de  $0,84\text{ kg/m}$  (p. 3).

Sendo a barra intermediária formada por este perfil, tem-se para ela a seguinte densidade linear  $\bar{\lambda}_{gc}^{int}$ :

$$\boxed{\bar{\lambda}_{gc}^{int} = 0,84\text{ kg/m}}$$

O perfil barra grega não possui indicação de densidade linear na lista de perfis da Cogumelo. No entanto, há a densidade linear de  $0,72\text{ kg}$  para o perfil semi-barra grega de  $2''$  (p. 3).

É razoável extrapolar este valor e considerar uma densidade linear de  $1,44\text{ kg}$  para o perfil barra grega completo.

Sendo o rodapé do guarda-corpo formado por um perfil barra-grega completo, tem-se para ele a seguinte densidade linear  $\bar{\lambda}_{gc}^{rod}$ :

$$\boxed{\bar{\lambda}_{gc}^{rod} = 1,44\text{ kg/m}}$$

O perfil "U" de dimensões  $2\ 1/4'' \times 1\ 1/4'' \times 1/8''$  possui densidade linear de  $0,65\text{ kg/m}$  segundo a lista de perfis (p. 2).

Sendo este o perfil do corrimão, tem-se para ele a seguinte densidade linear  $\bar{\lambda}_{gc}^{cor}$  :

$$\boxed{\bar{\lambda}_{gc}^{cor} = 0,65 \text{ kg/m}}$$

Com a densidade linear desses 4 componentes, a densidade linear total do guarda-corpo  $\bar{\lambda}_{gc}$  se dá por:

$$\bar{\lambda}_{gc} = \bar{\lambda}_{gc}^{mont} + \bar{\lambda}_{gc}^{int} + \bar{\lambda}_{gc}^{rod} + \bar{\lambda}_{gc}^{cor}$$

$$\boxed{\bar{\lambda}_{gc} = 3,91 \text{ kg/m}}$$

Os guarda-corpos, como elementos lineares, se encontram nas 4 bordas das plataformas. Sua massa  $m_{gc}$  se dá, portanto, pelo produto de sua densidade linear  $\bar{\lambda}_{gc}$  pelo perímetro das plataformas  $P_i$ , que valem:

- $P_1 = 4 \cdot 5,92 \text{ m} = 23,68 \text{ m}$
- $P_2 = 4 \cdot 5,22 \text{ m} = 20,88 \text{ m}$
- $P_3 = 4 \cdot 3,83 \text{ m} = 15,32 \text{ m}$
- $P_4 = 4 \cdot 2,43 \text{ m} = 9,72 \text{ m}$
- $P_5 = 4 \cdot 2,00 \text{ m} = 8,00 \text{ m}$
- $P_6 = 4 \cdot 2,00 \text{ m} = 8,00 \text{ m}$

Assim, tem-se:

$$m_{gc,i} = P_i \cdot \bar{\lambda}_{gc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m_{gc,1} = 92,6 \text{ kg} \\ m_{gc,2} = 81,6 \text{ kg} \\ m_{gc,3} = 60,0 \text{ kg} \\ m_{gc,4} = 38,0 \text{ kg} \\ m_{gc,5} = 31,3 \text{ kg} \\ m_{gc,6} = 31,3 \text{ kg} \end{array} \right.$$

## A.2 Área de obstrução e coeficiente de arrasto das antenas

No projeto, têm-se 4 antenas parabólicas de diâmetro  $\phi_{par} = 1,2 m$  e 12 antenas setoriais de dimensões  $b_{set} = 0,167 m$  e  $h_{set} = 1,947 m$ .

As dimensões das antenas foram baseadas nas considerações de Silva em seu trabalho de conclusão de curso (2009, p. 23, seção 3.3).

Como apresentado na página 13, a posição das antenas foi definida nas alturas  $z'_i$ , partindo das alturas  $z_i$  das plataformas de manutenção.

Tendo os pontos de fixação definidos, sua distribuição nesses pontos teve vista a propiciar a análise da situação mais desfavorável de ação dos ventos, ou seja, o maior momento na base.

As antenas parabólicas, de maior área frontal de obstrução ao vento, foram posicionadas nas alturas  $z'_5 = 53 m$  e  $z'_6 = 58 m$ . Sua fixação nos montantes se deu através dos suportes apresentados na página 15.

De posse das dimensões e das posições verticais, parte-se ao cálculo da força de arrasto nas antenas  $F_{a,ant}$ .

$$F_{a,ant} = C_{a,ant} \cdot q \cdot A_f$$

A diferença em relação à força de arrasto sobre a torre se dá na consideração da área, tomada aqui como a área frontal  $A_f$  das antenas, e nos valores do coeficiente de arrasto.

Segundo a prática 240-410-600 da Telebras (1997b, p. 9, item 5.09-b), o coeficiente de arrasto para antenas parabólicas vale  $C_{a,par} = 1,6$  e, para antenas setoriais,  $C_{a,set} = 1,2$ , sem especificações para ventos a  $45^\circ$ .

Com base em suas dimensões, a área frontal das antenas parabólicas e setoriais se dá por  $A_{f,par} = 1,13 m^2$  e  $A_{f,set} = 0,33 m^2$ .

A pressão dinâmica do vento  $q$  depende apenas da altura  $z$  analisada. Aplica-se para este fator, portanto, a mesma formulação da equação (3.1).

A transmissão da força de arrasto das antenas setoriais para a estrutura se dá no próprio ponto de fixação da antena ao montante.

Devido ao tipo de seu suporte, as antenas parabólicas distribuem a força de arrasto de maneira análoga à distribuição de sua massa, apresentada na página 14.

Estando as parabólicas posicionadas em pares diametralmente dispostos nas alturas  $z'_5 = 53 m$  e  $z'_6 = 58 m$  (Figura 3.4), os 4 montantes recebem nas alturas  $z'_5 \pm 1 m = (52 m ; 54 m)$  e  $z'_6 \pm 1 m = (57 m ; 59 m)$  a parcela  $F_{a,par}/4$ .

### A.3 Área de obstrução e coeficiente de arrasto dos acessórios

As dimensões dos acessórios foram definidas na seção 3.3.1, a partir de diretrizes das práticas da Telebras (1997a, 1997b) e de informações dos catálogos das fabricantes.

Adotou-se para os guias de onda o diâmetro  $\phi_{gdo} = 0,1 m$ . Sendo o total de guias de onda igual a 4, a área frontal linear de sua prumada se dá por  $\bar{A}_{f,gdo} = 0,03 m^2/m$ .

A esteira adotada possui uma largura externa de  $420 mm$ . Isso resulta em uma área linear  $\bar{A}_{f,est} = 0,42 m^2/m$ .

Esse valor é maior que a consideração de área linear  $\bar{A} = 0,30 m^2/m$  da prática 240-400-702 da Telebras (1997a, p. 8, item 5.01-b) e, estando a favor da segurança, foi adotado  $\bar{A}_{f,est} = 0,42 m^2/m$  como área frontal da esteira.

Como a esteira tem função de guiar os cabos coaxiais, sua área foi tomada como uma superfície fechada de obstrução ao vento. A área dos cabos não foi, portanto, considerada para a análise da ação do vento.

Para a escada de manutenção e acesso da torre, devido à complexidade de sua geometria, não foram realizados cálculos para definir sua área frontal.

Sua área frontal de obstrução ao vento foi definida com base na consideração de área linear da prática 240-400-702 da Telebras (1997a, p. 8, item 5.01-b):  $\bar{A}_{f,esc} = 0,30 m^2/m$ .

A plataforma de manutenção escolhida, modelo GM 50-1" da Cogumelo, possui uma espessura  $e = 1''$  muito pequena em relação à largura das barras da torre, representando uma área de obstrução ao vento desprezível.

Já os guarda-corpos merecem uma análise cuidadosa para a definição de sua área frontal.

Com base nas dimensões apresentadas na página 45, pode ser calculada a área frontal linear de obstrução ao vento do guarda-corpo.

Adotando a distância entre montantes recomendada no catálogo de grades (p. 26), tem-se 1 montante de altura  $h = 1 m$  a cada metro de guarda-corpo.

Sendo a largura do montante  $b = 2'' \approx 0,05 m$ , encontra-se a área frontal linear do montante do guarda-corpo:

$$\bar{A}_{gc,mont} = \frac{h \cdot b}{1 m} = \frac{1 m \cdot 0,05 m}{1 m}$$

$$\bar{A}_{gc,mont} = 0,05 m^2/m$$

Sendo  $\phi = 1 \frac{1}{2}'' \approx 0,04 m$  o diâmetro da barra intermediária do guarda-corpo, sua área frontal linear se dá por:

$$\bar{A}_{gc,int} = \frac{\phi \cdot 1 m}{1 m} = \frac{0,04 m \cdot 1 m}{1 m}$$

$$\bar{A}_{gc,int} = 0,04 m^2/m$$

Sendo  $b = 4'' \approx 0,1 m$  a largura do rodapé do guarda-corpo, sua área frontal linear se dá por:

$$\bar{A}_{gc,rod} = \frac{b \cdot 1 m}{1 m} = \frac{0,1 m \cdot 1 m}{1 m}$$

$$\bar{A}_{gc,rod} = 0,1 m^2/m$$

Sendo  $h = 1 \frac{1}{4}'' = 0,03 m$  a altura das abas do perfil "U" do corrimão do guarda-corpo, e sendo esta a dimensão que oferece obstrução ao vento, sua área frontal linear se dá por:

$$\bar{A}_{gc,cor} = \frac{h \cdot 1 m}{1 m} = \frac{0,03 m \cdot 1 m}{1 m}$$

$$\bar{A}_{gc,cor} = 0,03 m^2/m$$

A área frontal linear do guarda-corpo  $\bar{A}_{gc}$  se dá pela soma das áreas frontais lineares de seus componentes.

Logo, a cada  $1 m$  de guarda-corpo, tem-se  $\bar{A}_{gc} = 0,25 m^2/m$ .

O produto da área linear do guarda-corpo  $\bar{A}_{gc}$  pelo comprimento da base da plataforma permite encontrar a área frontal de obstrução  $A_{gc,i}$  dos 6 guarda-corpos posicionados nas alturas  $z_i$ .

$$A_{gc,i} = b \cdot \bar{A}_{gc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{gc,1} = 5,92 m \cdot 0,26 m^2/m = 1,54 m^2 \\ A_{gc,2} = 5,22 m \cdot 0,26 m^2/m = 1,36 m^2 \\ A_{gc,3} = 1,91 m \cdot 0,26 m^2/m = 0,50 m^2 \\ A_{gc,4} = 1,21 m \cdot 0,26 m^2/m = 0,31 m^2 \\ A_{gc,5} = 1,00 m \cdot 0,26 m^2/m = 0,26 m^2 \\ A_{gc,6} = 1,00 m \cdot 0,26 m^2/m = 0,26 m^2 \end{array} \right.$$

Como mencionado na página 48, a pressão dinâmica do vento  $q$  depende apenas da altura  $z$  em que se faz a análise.

A prática 240-400-702 da Telebras (1997a, p. 8, item 5.01-b) indica o coeficiente de arrasto  $C_a = 1,2$  para a escada e a esteira. Na falta de indicações específicas para o coeficiente de arrasto dos guarda-corpos, o mesmo valor foi adotado para todos os acessórios.

Para a 2ª hipótese de vento, há ainda a consideração do coeficiente  $K_{a,\alpha}$  no cálculo do coeficiente de arrasto. Como visto na página 21, para  $\alpha = 45^\circ$  tem-se  $K_{a,45^\circ} = 1,16$ . O coeficiente de arrasto  $C_{a,45^\circ}^{ace}$  se dá por:

$$C_{a,45^\circ}^{ace} = K_{45^\circ} \cdot C_{a,ace} = 1,16 \cdot 1,2$$

$$\boxed{C_{a,ace}^{45^\circ} = 1,4}$$

Calculada a força de arrasto nos acessórios para ambas hipóteses de vento, sua aplicação na estrutura se deu de maneira particular para os acessórios lineares e para os guarda-corpos.

Para os acessórios lineares, que se encontram distribuídos ao longo da altura da torre, metade da força de arrasto é transmitida para os nós superiores e inferiores do módulo, e cada um dos vértices no plano horizontal superior e inferior do módulo recebe 1/4 dessa metade.

Em outras palavras, a cada interseção de módulos os nós dos montantes recebem 1/8 da força de arrasto atuando sobre os acessórios lineares.

Os guarda-corpos se encontram em posições verticais específicas, logo a força de arrasto atuante sobre eles é transmitida para a estrutura distribuindo-se igualmente pelos 4 nós do plano horizontal em que se encontram.

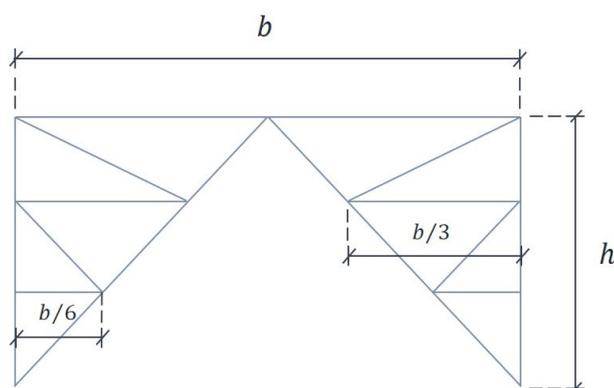
## Apêndice B - Demonstrações do cálculo das ações do vento

### B.1 Vento perpendicular

Para ilustrar o método apresentado na seção 3.3.3, segue o procedimento de cálculo da força de arrasto no primeiro módulo da torre para a primeira hipótese de vento.

Após a consideração de verticalidade dos montantes mencionada na página 20, têm-se as seguintes dimensões:

**Figura B.1:** Dimensões do módulo após a consideração de montantes verticais.



Fonte: elaboração própria, 2020.

Aplicando o teorema de Pitágoras, chega-se à expressão de  $L$ :

$$L = b + 2h + 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + h^2} + 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{3}\right)^2 + \left(\frac{h}{3}\right)^2} +$$

$$+ 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{6}\right)^2 + \left(\frac{h}{3}\right)^2} + 2 \cdot \left(\frac{b}{3}\right) + 2 \cdot \left(\frac{b}{6}\right)$$

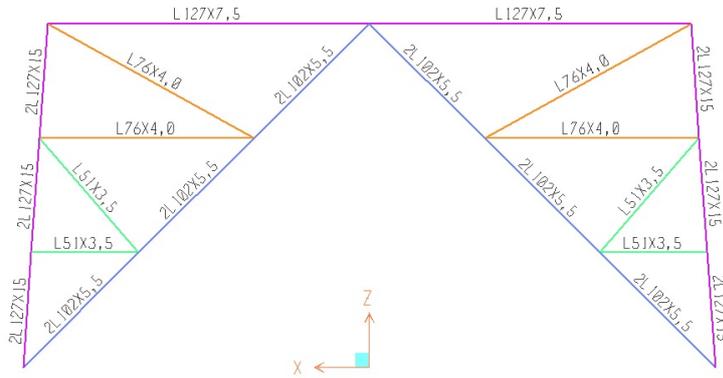
Para o primeiro módulo,  $b = 9\text{ m}$  e  $h = 4,5\text{ m}$ . Aplicando estes valores à expressão acima, encontra-se:

$$L = 50,7\text{ m}$$

A largura de barras média  $b_m$  do módulo advém da ponderação da média da largura das barras pela soma dos comprimentos.

Abaixo, na Figura B.2, são apresentados os perfis que constituem o primeiro módulo da torre.

**Figura B.2:** Perfis constituintes do módulo 1.



Fonte: SAP2000, v. 14.

Seguindo as larguras das barras (*i.e.*, o comprimento das abas) e o esquema de cores apresentados na Figura B.2, a largura média  $b_m$  se dá por:

$$b_m = \frac{1}{L} \cdot \left\{ 0,127\text{ m} \cdot (b + 2h) + 0,102\text{ mm} \cdot 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + h^2} + \right. \\ \left. + 0,076\text{ m} \cdot \left[ 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{3}\right)^2 + \left(\frac{h}{3}\right)^2} + 2 \cdot \frac{b}{3} \right] + \right. \\ \left. + 0,051\text{ m} \cdot \left[ 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{6}\right)^2 + \left(\frac{h}{3}\right)^2} + 2 \cdot \frac{b}{6} \right] \right\}$$

Vale apontar que os perfis 2L127x15 dos montantes, apesar de serem cantoneiras duplas, possuem o mesmo comprimento de aba dos perfis L127x15; possuem, assim, a mesma área linear de obstrução ao vento.

Aplicando  $b = 9m$ ,  $h = 4,5m$  e o comprimento total  $L = 50,7m$  à expressão de  $b_m$ , obtém-se:

$$\boxed{b_m = 97,1 \text{ mm}}$$

A área frontal efetiva para ventos perpendiculares à face do primeiro módulo se dá, portanto, por:

$$A_{e,90^\circ} = L \cdot b_m$$

$$A_{e,90^\circ} = 50,7 \text{ m} \cdot 0,0971 \text{ m}$$

$$\boxed{A_{e,90^\circ} = 4,92 \text{ m}^2}$$

De posse da área efetiva  $A_{e,90^\circ}$ , segue-se para o coeficiente de arrasto  $C_{a,90^\circ}$ .

Para isto, é necessário definir o índice de área exposta para ventos perpendiculares  $\phi_{90^\circ}$ , resultado da divisão da área frontal efetiva pela área limitada pelo contorno do módulo.

$$\phi_{90^\circ} = \frac{A_{e,90^\circ}}{b \cdot h} = \frac{4,92 \text{ m}^2}{9 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m}}$$

$$\boxed{\phi_{90^\circ} = 0,12}$$

Com o índice de área exposta, através do gráfico da Figura 3.9 encontra-se o coeficiente de arrasto:

$$\boxed{C_{a,90^\circ} \approx 3,3}$$

Resta apenas a pressão dinâmica do vento  $q$ .

Os módulos da torre possuem os mesmos valores para  $V_0$ ,  $S_1$  e  $S_3$ . Apenas  $S_2$  depende da altura  $z$ , logo varia de acordo com o módulo em questão.

Sendo  $z = 2,25 m$  a altura no centro do primeiro módulo, a partir da equação (3.1) encontra-se a pressão dinâmica nesse ponto:

$$q = 0,613 \cdot \left( 32,5 \cdot 1,0 \cdot 0,71 \cdot 0,95 \cdot \left( \frac{2,25}{10} \right)^{0,175} \cdot 1,1 \right)^2$$

$$\boxed{q = 0,211 \text{ kN/m}^2}$$

A partir da equação (3.2) e dos valores de  $C_{a,90^\circ}$ ,  $q$  e  $A_{e,90^\circ}$  calculados, a força de arrasto  $F_{a,90^\circ}$  no primeiro módulo se dá por:

$$F_{a,90^\circ} = 3,3 \cdot 0,211 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,92 \text{ m}^2$$

$$\boxed{F_{a,90^\circ} = 3,4 \text{ kN}}$$

Para encontrar o fator de proteção  $\eta$ , é necessário calcular o afastamento relativo  $e/h$  mostrada na Figura 3.11.

Sendo a torre duplamente simétrica em relação aos eixos  $x$  e  $y$ , a distância  $e$  corresponde à base  $b$  do módulo, e  $h$  corresponde à sua altura.

Para o primeiro módulo,  $e = b = 9 m$  e  $h = 4,5 m$ .

Tem-se, portanto:

$$e/h = \frac{9 m}{4,5 m} = 2$$

Sendo  $e/h = 2$  e  $\phi_{90^\circ} = 0,12$ , a partir do gráfico da Figura 3.12 obtém-se:

$$\boxed{\eta \approx 0,96}$$

Como foi apresentado na Figura 3.13, tem-se para o vento perpendicular as seguintes componentes:

$$\begin{cases} A = F_a \cdot \frac{1}{2(1 + \eta)} \\ B = F_a \cdot \frac{\eta}{2(1 + \eta)} \end{cases}$$

Sendo  $F_{a,90^\circ} = 3,43 \text{ kN}$  e  $\eta = 0,96$ , as componentes apresentadas se dão por:

$$\begin{cases} A = 3,43 \text{ kN} \cdot \frac{1}{2(1 + 0,96)} \\ B = 3,43 \text{ kN} \cdot \frac{0,96}{2(1 + 0,96)} \end{cases}$$

$$\boxed{A = 0,875 \text{ kN}}$$

$$\boxed{B = 0,838 \text{ kN}}$$

A distribuição vertical das componentes  $A$  e  $B$  se deu atribuindo metade de seu valor para o nó inferior do módulo e a outra metade para o nó superior, em acordo com a prática 240-400-702 da Telebras (1997a, p. 4, item 3.10).

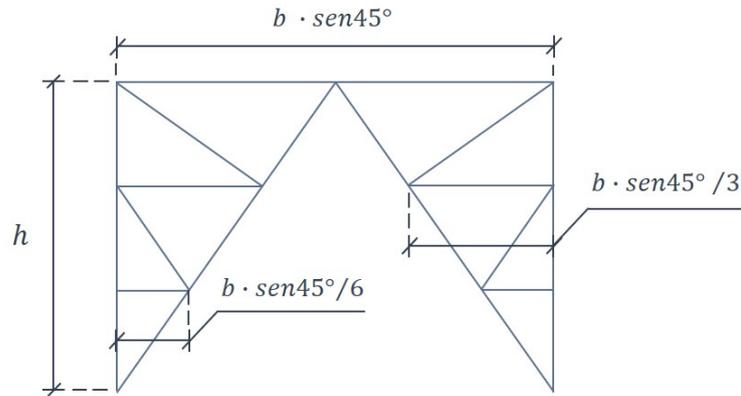
## B.2 Vento incidindo a $45^\circ$

O procedimento de cálculo da força de arrasto no primeiro módulo para a segunda hipótese de vento é análogo à seção anterior deste apêndice. A diferença reside nas dimensões horizontais das barras do módulo.

Como mencionado na página 20, a área frontal efetiva  $A_e$  se dá pela projeção ortogonal das barras sobre um plano perpendicular à direção do vento (ABNT, 2013, p. 1, seção 2.1).

Com isso, para o vento incidindo a  $45^\circ$ , têm-se as dimensões apresentadas na Figura B.3.

**Figura B.3:** Dimensões do módulo para vento incidindo a  $45^\circ$  considerando-se os montantes como verticais.



Fonte: elaboração própria, 2020.

Aplicando o teorema de Pitágoras, encontra-se à seguinte expressão para o comprimento total  $L$ :

$$\begin{aligned}
 L = & b \cdot \text{sen}(45^\circ) + 2h + 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b \cdot \text{sen}(45^\circ)}{2}\right)^2 + h^2} + \\
 & + 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b \cdot \text{sen}(45^\circ)}{3}\right)^2 + \left(\frac{h}{3}\right)^2} + 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{b \cdot \text{sen}(45^\circ)}{6}\right)^2 + \left(\frac{h}{3}\right)^2} + \\
 & + 2 \cdot \left(\frac{b \cdot \text{sen}(45^\circ)}{3}\right) + 2 \cdot \left(\frac{b \cdot \text{sen}(45^\circ)}{6}\right)
 \end{aligned}$$

Aplicando as dimensões  $b = 9\text{ m}$  e  $h = 4,5\text{ m}$  do primeiro módulo à expressão acima, tem-se:

$$L = 41,6\text{ m}$$

O procedimento de cálculo da largura média das barras  $b_m$  se dá como para a primeira hipótese de vento, realizando a ponderação da média das larguras pela soma dos comprimentos.

Sendo  $L = 41,6 m$  e considerando os perfis apresentados na Figura B.2, encontra-se para a largura média  $b_m$  o seguinte valor:

$$\boxed{b_m = 98,2 mm}$$

A área frontal efetiva para ventos incidindo a  $45^\circ$  em relação à face do primeiro módulo se dá, portanto, por:

$$A_{e,45^\circ} = L \cdot b_m$$

$$A_{e,45^\circ} = 41,6 m \cdot 0,0982 m$$

$$\boxed{A_{e,45^\circ} = 4,09 m^2}$$

Para encontrar o coeficiente de arrasto  $C_{a,45^\circ}$ , calcula-se o índice de área exposta  $\phi_{45^\circ}$ :

$$\phi_{45^\circ} = \frac{A_{e,45^\circ}}{b \cdot \text{sen}(45^\circ) \cdot h} = \frac{4,09 m^2}{9 m \cdot \text{sen}(45^\circ) \cdot 4,5 m}$$

$$\boxed{\phi_{45^\circ} = 0,14}$$

Com o índice de área exposta, através do gráfico da Figura 3.9 encontra-se o coeficiente de arrasto:

$$\boxed{C_a \approx 3,2}$$

Para ventos oblíquos, no entanto, o coeficiente de arrasto recebe um fator  $K_\alpha$  dado pela equação (3.3).

Sendo  $\alpha = 45^\circ$ , tem-se  $K_{45^\circ} = 1,16$ .

O coeficiente de arrasto do primeiro módulo para ventos a  $45^\circ$  se dá, portanto, por  $C_{a,45^\circ} = 1,16 \cdot 3,2 = 3,7$ .

A pressão dinâmica do vento  $q$  independe da geometria do módulo e da direção do vento. Ela se define apenas pelas características locais do projeto e pela altura do módulo em questão e, portanto, seu valor para o primeiro módulo é o mesmo do encontrado na seção anterior deste apêndice:  $q = 0,211 \text{ kN/m}^2$ .

A partir da equação (3.2) e dos valores de  $C_{a,45^\circ}$ ,  $q$  e  $A_{e,45^\circ}$  calculados, a força de arrasto  $F_{a,45^\circ}$  no primeiro módulo se dá por:

$$F_{a,45^\circ} = 3,7 \cdot 0,211 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,09 \text{ m}^2$$

$$\boxed{F_{a,45^\circ} = 3,20 \text{ kN}}$$

A distribuição horizontal da força de arrasto  $F_{a,45^\circ}$  se dá como apresentado na Figura 3.14, através das seguintes componentes:

$$\begin{cases} C = F_a \cdot 0,2 \\ D = F_a \cdot 0,175 \\ E = F_a \cdot 0,15 \end{cases}$$

Sendo a força de arrasto atuante no primeiro módulo  $F_{a,45^\circ} = 3,20 \text{ kN}$ , as componentes apresentadas se dão por:

$$\boxed{C = 0,64 \text{ kN}}$$

$$\boxed{D = 0,56 \text{ kN}}$$

$$\boxed{E = 0,48 \text{ kN}}$$

A distribuição vertical das componentes  $C$ ,  $D$  e  $E$ , assim como para a primeira hipótese de vento, se deu atribuindo metade de seus valores para o nó inferior do módulo e a outra metade para o nó superior (TELEBRAS, 1997a, p. 4, item 3.10).

## Apêndice C - Pré-dimensionamento dos chumbadores

Da análise estrutural, foram verificados esforços de tração significativos nos montantes, e nesse caso, segundo Silva (2009), deve ser construído um lastro de concreto com armação nas duas direções ortogonais e espessura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque, ou seja, dos chumbadores.

Como verificou Ferraz (2018), a presença de chapas de base e enrijecedores é importante para garantir o funcionamento em conjunto da fundação, dos chumbadores e da estrutura. No entanto, não estando seu dimensionamento no escopo deste trabalho, consideraram-se *a priori* a chapa de base, os enrijecedores e o lastro devidamente dimensionados para resistir aos esforços solicitantes e, no caso do lastro, à punção do concreto.

A NBR 8800 (2008) estabelece as diretrizes para o dimensionamento de parafusos e barras rosqueadas (ABNT, 2008, p. 76, seção 6.3). Baseando-se em suas prescrições, os chumbadores foram dimensionados como barras redondas rosqueadas ISO 4016 Classe 8.8.

A seção 6.3.3.1 (*Ibid.*, p. 77) oferece a seguinte equação para a força tratativa resistente de cálculo:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} \leq \frac{A_b \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (5.1)$$

Onde:

- $f_{ub}$  é a resistência à ruptura do aço à tração;
- $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço;
- $\gamma_{a1}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento;
- $\gamma_{a2}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço à ruptura;
- $A_b$  é a área bruta da seção da barra;
- $A_{be}$  é a área efetiva, equivalente a 75% da área bruta  $A_b$  (ABNT, 2008, p. 76, seção 6.3.2.2).

Analisando o chumbador de tipo K (PETROBRAS, 2014, p. 24), nota-se que o plano de corte, situado no topo da base, não passa pela rosca da barra.

Com isso, da seção 6.3.3.2 (*Ibid.*, p. 77) tira-se a força de cisalhamento resistente de cálculo:

$$F_{V,R_d} = \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (5.2)$$

Da tabela 3 da norma (*Ibid.*, p. 23, seção 4.8.2.3), tem-se para combinações normais de carregamentos os coeficientes  $\gamma_{a1} = 1,1$  e  $\gamma_{a2} = 1,35$ .

A Figura C.1 apresenta os valores de  $f_{ub}$  e  $f_y$  para parafusos e barras rosqueadas em função de sua especificação e de seu diâmetro.

**Figura C.1:** Valores mínimos para a resistência de aços utilizados em parafusos e barras rosqueadas.

Especificação	$f_{yb}$ MPa	$f_{ub}$ MPa	Diâmetro $d_b$	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A325 <sup>a</sup>	635	825	$16 \leq d_b \leq 24$	$1/2 \leq d_b \leq 1$
	560	725	$24 < d_b \leq 36$	$1 < d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

Fonte: ABNT, 2008, p. 110, Tabela A.3.

Os esforços de tração e cortante nos apoios são da ordem de  $N = 280 \text{ kN}$  e  $V = 2,50 \text{ kN}$ .

Considerando 4 chumbadores ISO 4016 Classe 8.8 em cada apoio e a inclinação  $\alpha = 4^\circ$  dos montantes em relação à vertical, o diâmetro  $\phi_{ch}$  da haste do chumbador pode ser definido a partir da condição fundamental  $X_{S_d} \leq X_{R_d}$  e da equação (5.1).

$$\frac{N \cdot \cos(\alpha)}{4} \leq F_{t,R_d} \leq \begin{cases} \frac{A_{be} \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} \\ \frac{A_b \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases}$$

$$\frac{280 \text{ kN} \cdot \cos(4^\circ)}{4} \leq \begin{cases} \frac{1}{1,35} \cdot 0,75 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ch}^2}{4} \cdot 8,0 \cdot 10^5 \text{ kPa} \\ \frac{1}{1,1} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ch}^2}{4} \cdot 6,4 \cdot 10^5 \text{ kPa} \end{cases}$$

$$\frac{1}{1,1} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ch}^2}{4} \cdot 6,4 \cdot 10^5 \text{ kPa} \geq 69,8 \text{ kN}$$

$$\phi_{ch} \geq 12,4 \text{ mm} \quad (5.3)$$

Da equação (5.2), tem-se:

$$F_{V,R_d} = \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} \geq \frac{V \cdot \cos(\alpha)}{4}$$

$$\frac{1}{1,35} \cdot 0,5 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{ch}^2}{4} \cdot 8,0 \cdot 10^5 \text{ kPa} \geq \frac{2,50 \text{ kN} \cdot \cos(4^\circ)}{4}$$

$$\phi_{ch} \geq 1,64 \text{ mm} \quad (5.4)$$

Do quadro da Figura C.2, adotou-se o diâmetro M20, que obedece às condições de (5.3) e (5.4):  $\phi_{ch} = 20 \text{ mm} > (12,4 \text{ mm} ; 1,64 \text{ mm})$ .

**Figura C.2:** Diâmetros de haste e demais dimensões para chumbadores de tipo K.

Diâmetros permitidos e dimensões padronizadas (mm)							Massa (kg)
Ø	A	B <sup>4)</sup>	C <sup>3)</sup>	D	E	L mín <sup>2)</sup>	
M20	90	16	21	20	8	235	$2,5 \times 10^{-3} \cdot (PR + L) + 1,01$
M22	100	17	23	20	9	260	$3,0 \times 10^{-3} \cdot (PR + L) + 1,33$
M24	110	19	25	20	10	280	$3,6 \times 10^{-3} \cdot (PR + L) + 1,80$
M27	120	22,4	28	25	11	315	$4,5 \times 10^{-3} \cdot (PR + L) + 2,53$
M30	140	25	31	30	13	355	$5,5 \times 10^{-3} \cdot (PR + L) + 3,85$
M33	150	28	34	30	14	390	$6,7 \times 10^{-3} \cdot (PR + L) + 4,95$
M36	160	30	37	35	15	425	$8,0 \times 10^{-3} \cdot (PR + L) + 6,03$
M42	190	35	43	40	18	495	$1,1 \times 10^{-2} \cdot (PR + L) + 9,92$
M48	220	42,5	50	45	21	570	$1,4 \times 10^{-2} \cdot (PR + L) + 16,18$
M56	260	50	58	55	25	665	$1,9 \times 10^{-2} \cdot (PR + L) + 26,62$

Fonte: PETROBRAS, 2014, p. 24, Figura B.11.

Da Figura C.2, definem-se as dimensões  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $D$  e  $E$ . Resta definir seu comprimento embutido  $L$  e sua projeção  $PR$ .

O comprimento embutido mínimo para o diâmetro M20 é  $L_{min} = 235 \text{ mm}$ .

A NBR 6118 (2014) define, nas seções 9.4.2.4 e 9.2.4.5 (p. 37), a seguinte equação para o comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 0,3 \cdot 25 \cdot \phi \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Onde:

- $f_{yd} = f_{yk}/1,15$ ;
- $f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ ;
- Para barras sem gancho,  $\alpha = 1,0$ .

Sendo a barra roscada apenas na ponta e lisa em seu embutimento, tem-se  $\eta_1 = 1,0$  (*Ibid.*, p. 34, seção 9.3.2.1).

Considerando-se, por segurança, uma situação de má aderência, tem-se  $\eta_2 = 0,7$  (*Ibid.*, p. 35, seção 9.3.2.1).

Sendo  $\phi_{ch} = 20 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$ , tem-se  $\eta_3 = 1,0$  (ABNT, 2014, p. 35, seção 9.3.2.1).

Sendo  $f_{yk} = f_y = 640 \text{ MPa}$  e adotando um concreto de resistência à compressão  $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ , tem-se:

$$\begin{cases} f_{yd} = \frac{640 \text{ MPa}}{1,15} = 556,5 \text{ MPa} \\ f_{bd} = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot (50^{2/3}) \text{ MPa} = 9,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{556,5 \text{ MPa}}{9,5 \text{ MPa}} = 58,6$$

Considerando  $\phi_{calc} = 12,4 \text{ mm}$  e  $\phi_{ef} = 20 \text{ mm}$ , tem-se:

$$\begin{cases} A_{s,calc} = \frac{\pi \phi_{calc}^2}{4} = 120,8 \text{ mm}^2 \\ A_{s,ef} = \frac{\pi \phi_{ef}^2}{4} = 314,2 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = \frac{120,8 \text{ mm}^2}{314,2 \text{ mm}^2} = 0,384$$

Aplicando os desenvolvimentos à expressão de  $l_{b,nec}$ , tem-se:

$$l_{b,nec} = 112,5 \text{ mm} \geq \begin{cases} 87,9 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 200 \text{ mm}$$

Como  $L_{min} > l_{b,nec}$ , foi definido para os chumbadores o comprimento embutido  $L = 235 \text{ mm}$ .

A dimensão  $PR$  se refere à projeção do chumbador sobre o topo do lastro.

Devem ser utilizadas arruelas de pressão e 2 porcas em estruturas que, como no caso da torre, estão sujeitas a carregamentos dinâmicos (PETROBRAS, 2014, p. 6, itens 6.1.5 e 6.1.6).

Tomando como base a porca 07210-20 com classe de resistência 8 do catálogo de porcas sextavadas da Norelem, tem-se para o diâmetro interno de  $20 \text{ mm}$  a altura externa  $h = 16 \text{ mm}$ .

Somando uma folga de  $18 \text{ mm}$  acima das porcas, definiu-se a projeção  $PR = 2 \cdot 16 \text{ mm} + 18 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$ .

Do quadro da Figura C.2, a massa de chumbadores M20 é calculada através da seguinte equação:

$$m_{ch} = 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot (PR + L) + 1,01 = 1,72 \text{ kg}$$

Para definir a disposição dos chumbadores na chapa de base, tomaram-se como referência os apoios das Figuras E.6 e E.7.

Para cada apoio da torre tem-se, de acordo com a notação técnica (*Ibid.*, p. 3, seção 5): 4-K3-M20-L235-PR50-1,72kg.

## Apêndice D - Planilhas de cálculo da ação do vento

**Figura D.1:** Cálculo das forças de arrasto na torre para ventos perpendiculares.

Cálculo da força de arrasto na torre $F_{a,90^\circ} = C_a \cdot q \cdot A_e$ (parte 1)										
Vento perpendicular à face										
Módulo	Base b do módulo (m)	Altura z na base do módulo (m)	Altura h do módulo (m)	Comprimento total L (m)	Largura média das barras $b_m$ (mm)	Área efetiva de vento $A_e$ (m <sup>2</sup> )	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)	Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$
1	9,00	0,0	4,5	50,7	76,8	3,89	32,5	1,00	0,52	1,10
2	8,37	4,5	4,5	48,5	77,0	3,73	32,5	1,00	0,63	1,10
3	7,74	9,0	4,5	46,3	77,2	3,57	32,5	1,00	0,69	1,10
4	7,11	13,5	4,5	44,1	77,3	3,41	32,5	1,00	0,73	1,10
5	6,48	18,0	4,0	43,8	51,6	2,26	32,5	1,00	0,76	1,10
6	5,92	22,0	4,0	41,3	52,3	2,16	32,5	1,00	0,79	1,10
7	5,36	26,0	4,0	38,8	53,0	2,06	32,5	1,00	0,81	1,10
8	4,80	30,0	3,0	26,9	54,6	1,47	32,5	1,00	0,82	1,10
9	4,38	33,0	3,0	25,4	55,4	1,41	32,5	1,00	0,84	1,10
10	3,97	36,0	3,0	23,9	56,2	1,34	32,5	1,00	0,85	1,10
11	3,55	39,0	3,0	22,4	55,2	1,23	32,5	1,00	0,86	1,10
12	3,13	42,0	2,0	14,5	51,0	0,74	32,5	1,00	0,87	1,10
13	2,85	44,0	2,0	13,8	51,0	0,70	32,5	1,00	0,88	1,10
14	2,57	46,0	2,0	13,1	51,0	0,67	32,5	1,00	0,88	1,10
15	2,29	48,0	2,0	12,4	51,0	0,63	32,5	1,00	0,89	1,10
16	2,00	50,0	2,0	11,7	51,0	0,59	32,5	1,00	0,90	1,10
17	2,00	52,0	2,0	11,7	51,0	0,59	32,5	1,00	0,90	1,10
18	2,00	54,0	2,0	11,7	51,0	0,59	32,5	1,00	0,91	1,10
19	2,00	56,0	2,0	11,7	51,0	0,59	32,5	1,00	0,91	1,10
20	2,00	58,0	2,0	11,7	51,0	0,59	32,5	1,00	0,92	1,10

Cálculo da força de arrasto na torre $F_{a,90^\circ} = C_a \cdot q \cdot A_e$ (parte 2)							
Vento perpendicular à face							
Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)	Pressão dinâmica de vento $q$ (KN/m <sup>2</sup> )	Índice de área exposta $\phi$	Coefficiente de arrasto $C_a$	Força de arrasto (KN)	Fator de proteção $\eta$	Componente A (KN)	Componente B (KN)
18,6	0,211	0,10	3,41	2,805	0,988	0,705	0,697
22,5	0,311	0,10	3,40	3,942	0,984	0,993	0,978
24,6	0,371	0,10	3,39	4,493	0,980	1,134	1,112
26,1	0,418	0,11	3,37	4,802	0,976	1,215	1,186
27,2	0,454	0,09	3,43	3,519	0,998	0,881	0,879
28,1	0,484	0,09	3,42	3,571	0,994	0,896	0,890
28,9	0,511	0,10	3,41	3,582	0,988	0,901	0,890
29,5	0,533	0,10	3,39	2,654	0,981	0,670	0,657
29,9	0,550	0,11	3,37	2,602	0,975	0,659	0,642
30,4	0,566	0,11	3,34	2,536	0,968	0,644	0,624
30,8	0,582	0,12	3,32	2,383	0,965	0,607	0,585
31,1	0,594	0,12	3,31	1,457	0,962	0,371	0,357
31,4	0,603	0,12	3,28	1,394	0,956	0,356	0,341
31,6	0,613	0,13	3,25	1,328	0,948	0,341	0,323
31,8	0,622	0,14	3,21	1,259	0,939	0,324	0,305
32,1	0,630	0,15	3,16	1,183	0,902	0,311	0,281
32,3	0,639	0,15	3,16	1,199	0,902	0,315	0,284
32,5	0,647	0,15	3,16	1,215	0,902	0,319	0,288
32,7	0,655	0,15	3,16	1,230	0,902	0,323	0,292
32,9	0,663	0,15	3,16	1,245	0,902	0,327	0,295

Larguras de cantoneira utilizadas	
0,102	m
0,076	m
0,064	m
0,051	m
0,038	m
0,025	m

Fonte: elaboração própria, 2020.

**Figura D.2:** Cálculo das forças de arrasto nas antenas para ventos perpendiculares.

Cálculo da força de arrasto nas antenas $F_{a,ant}^{90^\circ} = C_{a,ant}^{90^\circ} \cdot q \cdot A_f$ (parte 1)							
Antenas parabólicas							
Número da antena	Diâmetro das antenas parabólicas (m)	Base das antenas setoriais (m)	Altura das antenas setoriais (m)	Altura $z_1'$ da antena parabólica (m)	Altura $z_1$ da antena setorial (m)	Área frontal $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)
Parabólica 1	1,2	-	-	53,0	-	1,13	32,5
Parabólica 2	1,2	-	-	53,0	-	1,13	32,5
Parabólica 3	1,2	-	-	58,0	-	1,13	32,5
Parabólica 4	1,2	-	-	58,0	-	1,13	32,5
Antenas setoriais							
Setorial 1	-	0,167	1,947	-	23,0	0,33	32,5
Setorial 2	-	0,167	1,947	-	23,0	0,33	32,5
Setorial 3	-	0,167	1,947	-	28,0	0,33	32,5
Setorial 4	-	0,167	1,947	-	28,0	0,33	32,5
Setorial 5	-	0,167	1,947	-	38,0	0,33	32,5
Setorial 6	-	0,167	1,947	-	38,0	0,33	32,5
Setorial 7	-	0,167	1,947	-	48,0	0,33	32,5
Setorial 8	-	0,167	1,947	-	48,0	0,33	32,5
Setorial 9	-	0,167	1,947	-	53,0	0,33	32,5
Setorial 10	-	0,167	1,947	-	53,0	0,33	32,5
Setorial 11	-	0,167	1,947	-	58,0	0,33	32,5
Setorial 12	-	0,167	1,947	-	58,0	0,33	32,5

Cálculo da força de arrasto nas antenas $F_{a,ant}^{90^\circ} = C_{a,ant}^{90^\circ} \cdot q \cdot A_f$ (parte 2)						
Antenas parabólicas						
Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$	Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)	Pressão dinâmica de vento $q$ (KN/m <sup>2</sup> )	Coeficiente de arrasto $C_a$	Força de arrasto $F_{a,ant}$ (KN)
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,60	1,156
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,60	1,156
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,60	1,193
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,60	1,193
Antenas setoriais						
1,00	0,78	1,10	27,9	0,477	1,20	0,186
1,00	0,78	1,10	27,9	0,477	1,20	0,186
1,00	0,81	1,10	28,9	0,511	1,20	0,199
1,00	0,81	1,10	28,9	0,511	1,20	0,199
1,00	0,85	1,10	30,5	0,569	1,20	0,222
1,00	0,85	1,10	30,5	0,569	1,20	0,222
1,00	0,89	1,10	31,7	0,617	1,20	0,241
1,00	0,89	1,10	31,7	0,617	1,20	0,241
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,20	0,249
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,20	0,249
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,20	0,257
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,20	0,257

Fonte: elaboração própria, 2020.

**Figura D.3:** Cálculo das forças de arrasto na torre para ventos incidindo a 45°.

Cálculo da força de arrasto na torre $F_{a,45^\circ} = C_{a,45^\circ} \cdot q \cdot A_{e,45^\circ}$ (parte 1)											
Vento a 45° em relação à face											
Módulo	Base b do módulo (m)	Altura z na base do módulo	Altura h do módulo (m)	Comprimento total das barras L (m)	Largura média das barras $b_m$ (mm)	Área efetiva de vento $A_{e,45^\circ}$ (m²)	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)	Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$	Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)
1	6,36	0,0	4,5	41,6	77,6	3,23	32,5	1,00	0,52	1,10	18,573
2	5,92	4,5	4,5	40,2	77,7	3,12	32,5	1,00	0,63	1,10	22,511
3	5,47	9,0	4,5	38,7	77,9	3,02	32,5	1,00	0,69	1,10	24,616
4	5,03	13,5	4,5	37,3	78,0	2,91	32,5	1,00	0,73	1,10	26,109
5	4,58	18,0	4,0	35,4	54,1	1,92	32,5	1,00	0,76	1,10	27,223
6	4,19	22,0	4,0	33,8	54,8	1,85	32,5	1,00	0,79	1,10	28,106
7	3,79	26,0	4,0	32,1	55,5	1,78	32,5	1,00	0,81	1,10	28,874
8	3,40	30,0	3,0	21,9	57,6	1,26	32,5	1,00	0,82	1,10	29,476
9	3,10	33,0	3,0	20,8	58,4	1,22	32,5	1,00	0,84	1,10	29,949
10	2,80	36,0	3,0	19,8	59,2	1,17	32,5	1,00	0,85	1,10	30,389
11	2,51	39,0	3,0	18,8	58,4	1,10	32,5	1,00	0,86	1,10	30,801
12	2,21	42,0	2,0	14,4	43,2	0,62	32,5	1,00	0,87	1,10	31,125
13	2,01	44,0	2,0	13,7	43,5	0,60	32,5	1,00	0,88	1,10	31,374
14	1,81	46,0	2,0	13,0	43,9	0,57	32,5	1,00	0,88	1,10	31,614
15	1,62	48,0	2,0	12,4	44,3	0,55	32,5	1,00	0,89	1,10	31,845
16	1,00	50,0	2,0	10,5	46,1	0,48	32,5	1,00	0,90	1,10	32,069
17	1,00	52,0	2,0	10,5	46,1	0,48	32,5	1,00	0,90	1,10	32,285
18	1,00	54,0	2,0	10,5	46,1	0,48	32,5	1,00	0,91	1,10	32,495
19	1,00	56,0	2,0	10,5	46,1	0,48	32,5	1,00	0,91	1,10	32,699
20	1,00	58,0	2,0	10,5	46,1	0,48	32,5	1,00	0,92	1,10	32,897

Cálculo da força de arrasto na torre $F_{a,45^\circ} = C_{a,45^\circ} \cdot q \cdot A_{e,45^\circ}$ (parte 2)						
Vento a 45° em relação à face						
Pressão dinâmica de vento q (KN/m²)	Índice de área exposta $\phi_{45^\circ}$	Coefficiente de arrasto $C_{a,45^\circ}$	Força de arrasto $F_{a,45^\circ}$ (KN)	Componente C de $F_{a,45^\circ}$ (KN)	Componente D de $F_{a,45^\circ}$ (KN)	Componente E de $F_{a,45^\circ}$ (KN)
0,211	0,11	3,87	2,643	0,529	0,462	0,396
0,311	0,12	3,84	3,728	0,746	0,652	0,559
0,371	0,12	3,81	4,272	0,854	0,748	0,641
0,418	0,13	3,78	4,596	0,919	0,804	0,689
0,454	0,10	3,92	3,413	0,683	0,597	0,512
0,484	0,11	3,88	3,477	0,695	0,609	0,522
0,511	0,12	3,84	3,500	0,700	0,612	0,525
0,533	0,12	3,81	2,553	0,511	0,447	0,383
0,550	0,13	3,77	2,517	0,503	0,441	0,378
0,566	0,14	3,71	2,468	0,494	0,432	0,370
0,582	0,15	3,68	2,351	0,470	0,411	0,353
0,594	0,14	3,71	1,368	0,274	0,239	0,205
0,603	0,15	3,67	1,318	0,264	0,231	0,198
0,613	0,16	3,61	1,265	0,253	0,221	0,190
0,622	0,17	3,54	1,208	0,242	0,211	0,181
0,630	0,24	3,17	0,966	0,193	0,169	0,145
0,639	0,24	3,17	0,979	0,196	0,171	0,147
0,647	0,24	3,17	0,992	0,198	0,174	0,149
0,655	0,24	3,17	1,004	0,201	0,176	0,151
0,663	0,24	3,17	1,016	0,203	0,178	0,152

Larguras de cantoneira utilizadas	
0,102	m
0,076	m
0,064	m
0,051	m
0,038	m
0,025	m

Fonte: elaboração própria, 2020.

Figura D.4: Cálculo das forças de arrasto nas antenas para ventos incidindo a 45°.

Cálculo da força de arrasto nas antenas $F_{a,ant}^{45^\circ} = C_{a,ant}^{45^\circ} \cdot q \cdot A_f$ (parte 1)							
Antenas parabólicas							
Número da antena	Diâmetro das antenas parabólicas (m)	Base das antenas setoriais (m)	Altura das antenas setoriais (m)	Altura $z'$ da antena parabólica (m)	Altura $z_i$ da antena setorial (m)	Área frontal $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)
Parabólica 1	1,2	-	-	53,0	-	0,80	32,5
Parabólica 2	1,2	-	-	53,0	-	0,80	32,5
Parabólica 3	1,2	-	-	58,0	-	0,80	32,5
Parabólica 4	1,2	-	-	58,0	-	0,80	32,5
Antenas setoriais							
Setorial 1	-	0,167	1,947	-	23,0	0,23	32,5
Setorial 2	-	0,167	1,947	-	23,0	0,23	32,5
Setorial 3	-	0,167	1,947	-	28,0	0,23	32,5
Setorial 4	-	0,167	1,947	-	28,0	0,23	32,5
Setorial 5	-	0,167	1,947	-	38,0	0,23	32,5
Setorial 6	-	0,167	1,947	-	38,0	0,23	32,5
Setorial 7	-	0,167	1,947	-	48,0	0,23	32,5
Setorial 8	-	0,167	1,947	-	48,0	0,23	32,5
Setorial 9	-	0,167	1,947	-	53,0	0,23	32,5
Setorial 10	-	0,167	1,947	-	53,0	0,23	32,5
Setorial 11	-	0,167	1,947	-	58,0	0,23	32,5
Setorial 12	-	0,167	1,947	-	58,0	0,23	32,5

Cálculo da força de arrasto nas antenas $F_{a,ant}^{45^\circ} = C_{a,ant}^{45^\circ} \cdot q \cdot A_f$ (parte 2)						
Antenas parabólicas						
Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$	Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)	Pressão dinâmica de vento $q$ (KN/m <sup>2</sup> )	Coeficiente de arrasto $C_a$	Força de arrasto $F_{a,ant}$ (KN)
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,86	0,948
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,86	0,948
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,86	0,979
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,86	0,979
Antenas setoriais						
1,00	0,78	1,10	27,9	0,477	1,39	0,153
1,00	0,78	1,10	27,9	0,477	1,39	0,153
1,00	0,81	1,10	28,9	0,511	1,39	0,164
1,00	0,81	1,10	28,9	0,511	1,39	0,164
1,00	0,85	1,10	30,5	0,569	1,39	0,182
1,00	0,85	1,10	30,5	0,569	1,39	0,182
1,00	0,89	1,10	31,7	0,617	1,39	0,198
1,00	0,89	1,10	31,7	0,617	1,39	0,198
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,39	0,204
1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,39	0,204
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,39	0,211
1,00	0,92	1,10	32,8	0,659	1,39	0,211

Fonte: elaboração própria, 2020.

**Figura D.5:** Cálculo das forças de arrasto na escada e na esteira para ventos incidindo a 45°.

Cálculo da força de arrasto nos acessórios $F_{a,ace}^{45^\circ} = C_{a,ace}^{45^\circ} \cdot q \cdot A_f$											
Acessórios lineares											
Escada											
Módulos	Altura z na base do módulo (m)	Altura h do módulo (m)	Área frontal $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)	Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$	Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)	Pressão dinâmica de vento q (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de arrasto $C_a$	Força de arrasto $F_{a,esc}$ (KN)
1	0,0	4,5	0,95	32,5	1,00	0,52	1,10	18,6	0,211	1,39	0,281
2	4,5	4,5	0,95	32,5	1,00	0,63	1,10	22,5	0,311	1,39	0,413
3	9,0	4,5	0,95	32,5	1,00	0,69	1,10	24,6	0,371	1,39	0,494
4	13,5	4,5	0,95	32,5	1,00	0,73	1,10	26,1	0,418	1,39	0,555
5	18,0	4,0	0,85	32,5	1,00	0,76	1,10	27,2	0,454	1,39	0,537
6	22,0	4,0	0,85	32,5	1,00	0,79	1,10	28,1	0,484	1,39	0,572
7	26,0	4,0	0,85	32,5	1,00	0,81	1,10	28,9	0,511	1,39	0,604
8	30,0	3,0	0,64	32,5	1,00	0,82	1,10	29,5	0,533	1,39	0,472
9	33,0	3,0	0,64	32,5	1,00	0,84	1,10	29,9	0,550	1,39	0,487
10	36,0	3,0	0,64	32,5	1,00	0,85	1,10	30,4	0,566	1,39	0,501
11	39,0	3,0	0,64	32,5	1,00	0,86	1,10	30,8	0,582	1,39	0,515
12	42,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,87	1,10	31,1	0,594	1,39	0,351
13	44,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,88	1,10	31,4	0,603	1,39	0,356
14	46,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,88	1,10	31,6	0,613	1,39	0,362
15	48,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,89	1,10	31,8	0,622	1,39	0,367
16	50,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,90	1,10	32,1	0,630	1,39	0,372
17	52,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,39	0,377
18	54,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,91	1,10	32,5	0,647	1,39	0,382
19	56,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,91	1,10	32,7	0,655	1,39	0,387
20	58,0	2,0	0,42	32,5	1,00	0,92	1,10	32,9	0,663	1,39	0,392
Esteira											
Módulos	Altura z na base do módulo (m)	Altura h do módulo (m)	Área frontal $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)	Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$	Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)	Pressão dinâmica de vento q (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de arrasto $C_a$	Força de arrasto $F_{a,est}$ (KN)
1	0,0	4,5	1,34	32,5	1,00	0,52	1,10	18,6	0,211	1,39	0,393
2	4,5	4,5	1,34	32,5	1,00	0,63	1,10	22,5	0,311	1,39	0,578
3	9,0	4,5	1,34	32,5	1,00	0,69	1,10	24,6	0,371	1,39	0,691
4	13,5	4,5	1,34	32,5	1,00	0,73	1,10	26,1	0,418	1,39	0,777
5	18,0	4,0	1,19	32,5	1,00	0,76	1,10	27,2	0,454	1,39	0,751
6	22,0	4,0	1,19	32,5	1,00	0,79	1,10	28,1	0,484	1,39	0,801
7	26,0	4,0	1,19	32,5	1,00	0,81	1,10	28,9	0,511	1,39	0,845
8	30,0	3,0	0,89	32,5	1,00	0,82	1,10	29,5	0,533	1,39	0,661
9	33,0	3,0	0,89	32,5	1,00	0,84	1,10	29,9	0,550	1,39	0,682
10	36,0	3,0	0,89	32,5	1,00	0,85	1,10	30,4	0,566	1,39	0,702
11	39,0	3,0	0,89	32,5	1,00	0,86	1,10	30,8	0,582	1,39	0,721
12	42,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,87	1,10	31,1	0,594	1,39	0,491
13	44,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,88	1,10	31,4	0,603	1,39	0,499
14	46,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,88	1,10	31,6	0,613	1,39	0,507
15	48,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,89	1,10	31,8	0,622	1,39	0,514
16	50,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,90	1,10	32,1	0,630	1,39	0,521
17	52,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,39	0,528
18	54,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,91	1,10	32,5	0,647	1,39	0,535
19	56,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,91	1,10	32,7	0,655	1,39	0,542
20	58,0	2,0	0,59	32,5	1,00	0,92	1,10	32,9	0,663	1,39	0,549

Fonte: elaboração própria, 2020.

**Figura D.6:** Cálculo das forças de arrasto nos guias de onda e nos guarda-corpos para ventos incidindo a 45°.

Cálculo da força de arrasto nos acessórios $F_{a,ace}^{45^\circ} = C_{a,ace}^{45^\circ} \cdot q \cdot A_f$											
Acessórios lineares											
Guias de onda											
Módulos	Altura z na base do módulo (m)	Altura h do módulo (m)	Área frontal $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)	Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$	Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)	Pressão dinâmica de vento q (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de arrasto $C_a$	Força de arrasto $F_{a,gdo}$ (KN)
1	0,0	4,5	0,10	32,5	1,00	0,52	1,10	18,6	0,211	1,39	0,028
2	4,5	4,5	0,10	32,5	1,00	0,63	1,10	22,5	0,311	1,39	0,041
3	9,0	4,5	0,10	32,5	1,00	0,69	1,10	24,6	0,371	1,39	0,049
4	13,5	4,5	0,10	32,5	1,00	0,73	1,10	26,1	0,418	1,39	0,056
5	18,0	4,0	0,08	32,5	1,00	0,76	1,10	27,2	0,454	1,39	0,054
6	22,0	4,0	0,08	32,5	1,00	0,79	1,10	28,1	0,484	1,39	0,057
7	26,0	4,0	0,08	32,5	1,00	0,81	1,10	28,9	0,511	1,39	0,060
8	30,0	3,0	0,06	32,5	1,00	0,82	1,10	29,5	0,533	1,39	0,047
9	33,0	3,0	0,06	32,5	1,00	0,84	1,10	29,9	0,550	1,39	0,049
10	36,0	3,0	0,06	32,5	1,00	0,85	1,10	30,4	0,566	1,39	0,050
11	39,0	3,0	0,06	32,5	1,00	0,86	1,10	30,8	0,582	1,39	0,052
12	42,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,87	1,10	31,1	0,594	1,39	0,035
13	44,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,88	1,10	31,4	0,603	1,39	0,036
14	46,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,88	1,10	31,6	0,613	1,39	0,036
15	48,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,89	1,10	31,8	0,622	1,39	0,037
16	50,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,90	1,10	32,1	0,630	1,39	0,037
17	52,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,90	1,10	32,3	0,639	1,39	0,038
18	54,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,91	1,10	32,5	0,647	1,39	0,038
19	56,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,91	1,10	32,7	0,655	1,39	0,039
20	58,0	2,0	0,04	32,5	1,00	0,92	1,10	32,9	0,663	1,39	0,039
Acessórios pontuais											
Guarda-corpos											
Número do guarda-corpo	Altura z <sub>i</sub> da plataforma (m)	Comprimento b da base da plataforma (m)	Área frontal $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Velocidade básica do vento $V_0$ (m/s)	Fator $S_1$	Fator $S_2$	Fator $S_3$	Velocidade característica do vento $V_k$ (m/s)	Pressão dinâmica de vento q (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de arrasto $C_a$	Força de arrasto $F_{a,gc}$ (KN)
1	22,0	4,19	1,09	32,5	1,00	0,79	1,10	28,1	0,485	1,39	0,735
2	27,0	3,69	0,96	32,5	1,00	0,81	1,10	29,0	0,516	1,39	0,690
3	37,0	2,70	0,70	32,5	1,00	0,85	1,10	30,5	0,571	1,39	0,559
4	47,0	1,72	0,45	32,5	1,00	0,89	1,10	31,7	0,617	1,39	0,383
5	52,0	0,71	0,18	32,5	1,00	0,90	1,10	32,2	0,636	1,39	0,163
6	57,0	0,71	0,18	32,5	1,00	0,92	1,10	32,7	0,657	1,39	0,168

Fonte: elaboração própria, 2020.

## Apêndice E - Análise de registros fotográficos

Neste apêndice, encontram-se imagens de torres de telecomunicações autoportantes em perfis cantoneira na cidade do Rio de Janeiro.

A primeira apresenta seção triangular e encontra-se em Guaratiba, no bairro de Campo Grande, cidade do Rio de Janeiro (Figura E.1).

A segunda, de seção quadrada, está instalada em Santa Margarida, também em Campo Grande, Rio de Janeiro (Figura E.2).

A terceira, também de seção quadrada, se situa em Piratininga, bairro da cidade de Niterói (Figura E.3).

**Figura E.1:** Torre metálica autoportante de seção triangular e perfis cantoneira em Guaratiba, Rio de Janeiro.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

As fotos foram tiradas ao passar pelas estruturas, que chamaram a atenção pela proximidade às residências e pela facilidade de se obterem registros.

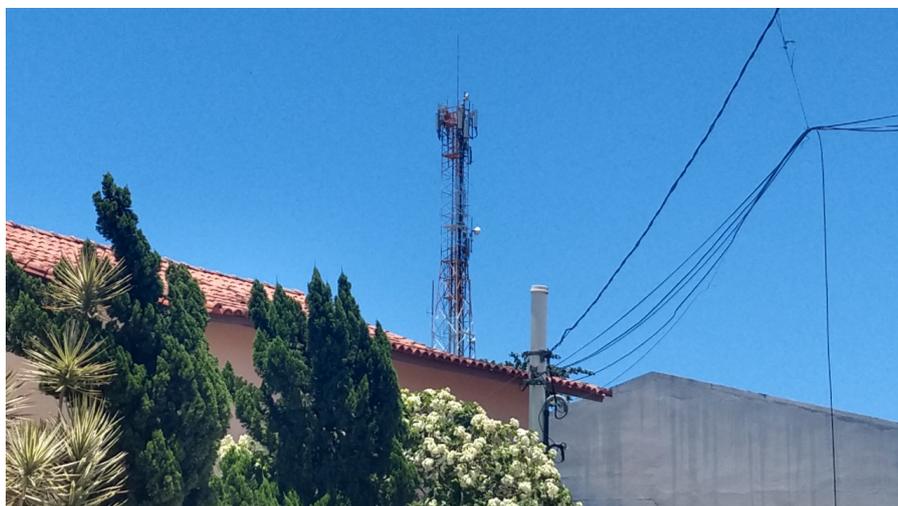
Estes foram feitos com o interesse em analisar a concretização daquilo que vem sendo estudado, como um complemento do tema de estudo.

**Figura E.2:** Torre metálica autoportante de seção quadrada e perfis cantoneira em Santa Margarida, Rio de Janeiro.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

**Figura E.3:** Torre metálica autoportante de seção quadrada e perfis cantoneira em Piratininga, Niterói.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

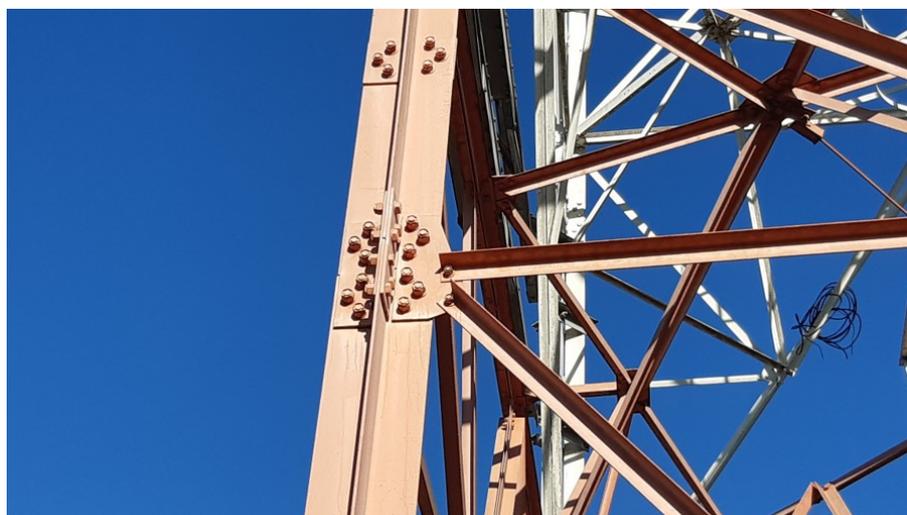
Analisando as Figuras E.4 e E.5, observam-se as ligações rígidas e flexíveis mencionadas na página 11, constituídas por diferentes configurações de ligações parafusadas.

**Figura E.4:** Ligação flexível entre barras diagonais secundárias e montante na torre de Guaratiba.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

**Figura E.5:** Ligação rígida entre segmento do montante e ligações flexíveis na chegada de barras secundárias ao montante na torre de Santa Margarida.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

Semelhante ao que foi apresentado na seção 3.2 e no apêndice C, as Figuras E.6 e E.7 mostram o apoio engastado da torre, as conexões parafusadas rígidas entre os segmentos do montante e a fixação dos apoios através de chumbadores.

Outras semelhanças podem ser apontadas. Os perfis utilizados nas torres aqui apresentadas também são do tipo cantoneira, e encontram-se nela as mesmas antenas e acessórios considerados para a torre do estudo.

A Figura E.8 mostra o início da prumada de cabos coaxiais e guias de onda da torre de Piratininga.

A Figura E.9 apresenta as antenas setoriais, seus suportes, pequenas antenas parabólicas não-vazadas, a plataforma de manutenção e a escadamarinheiro alinhada ao eixo vertical da estrutura de Piratininga.

Por fim, a Figura E.10 apresenta a escada de manutenção e o treliçado do primeiro módulo da torre de Santa Margarida.

**Figura E.6:** Apoio engastado com chumbadores e ligação rígida de segmentos do montante no lado direito da torre de Guaratiba, Rio de Janeiro.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

**Figura E.7:** Apoio engastado com chumbadores e ligação rígida de segmentos do montante no lado esquerdo da torre de Guaratiba, Rio de Janeiro.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

**Figura E.8:** Início da prumada de cabos e guias de onda na torre de Piratininga, Niterói.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

**Figura E.9:** Antenas setoriais e seus suportes, plataforma de manutenção e escada-marinheiro na torre de de Piratininga, Niterói.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.

**Figura E.10:** Escada de manutenção e treliçado do primeiro módulo da torre de Santa Margarida, Rio de Janeiro.



Fonte: tirada pelo autor, 2020.