

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Aline Franciele Leal Bronzatto

**ESFORÇOS DE VENTO EM ESTRUTURAS ESBELTAS PARA
TELECOMUNICAÇÕES: COMPARAÇÃO ENTRE AS
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA PROPOSTAS PELA
NBR 6123/1988**

Porto Alegre
julho 2012

ALINE FRANCIELE LEAL BRONZATTO

**ESFORÇOS DE VENTO EM ESTRUTURAS ESBELTAS PARA
TELECOMUNICAÇÕES: COMPARAÇÃO ENTRE AS
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA PROPOSTAS PELA
NBR 6123/1988**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Ruy Carlos Ramos de Menezes

Porto Alegre
julho 2012

ALINE FRANCIELE LEAL BRONZATTO

**ESFORÇOS DE VENTO EM ESTRUTURAS ESBELTAS PARA
TELECOMUNICAÇÕES: COMPARAÇÃO ENTRE AS
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA PROPOSTAS PELA
NBR 6123/1988**

Porto Alegre, 13 julho de 2012

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. techn. pela Universidade de Innsbruck, Áustria
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Leticia Fleck Fadel Miguel (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Fábio Luís Alminhana de Oliveira (CIEN TEC-RS)
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. techn. pela Universidade de Innsbruck

Dedico este trabalho a minha mãe , Leontina, pelo incentivo e especialmente por estar sempre ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ruy Menezes, orientador deste trabalho, pelo incentivo, dedicação e principalmente por acreditar em mim.

Agradeço a Profa. Carin Schmitt pela amizade, dedicação e pelo comprometimento para que o desenvolvimento deste trabalho fosse o melhor possível.

Agradeço especialmente ao Prof. Marcelo Rocha pela disponibilidade e por ter me dado um suporte indispensável na análise dinâmica.

Agradeço aos meus colegas da EML Engenharia de Eletromontagens, que me proporcionaram um ambiente de constante aprendizado e por terem cedido o material necessário para a realização deste estudo.

Agradeço a minha família, mãe, Tieres e Amani pelo apoio incondicional.

Finalmente agradeço ao meu marido, Rodrigo Leitão, pela incrível dedicação, zelo e apoio principalmente nas horas mais difíceis.

Não se aprende bem senão pela experiência.

Francis Bacon

RESUMO

A privatização da prestação de serviços de telecomunicações no Brasil trouxe a modernização da sua infraestrutura. Há alguns anos, torres para telecomunicações eram estruturas raramente observadas nos centros urbanos. Hoje, pode-se dizer que já fazem parte da paisagem de pequenas e grandes cidades devido ao crescimento deste setor. Tendo em vista que são estruturas esbeltas de grande porte, caso ocorra sua ruína, estas podem causar enormes danos. Este trabalho tem como objetivo fazer uma análise dos esforços de vento atuantes, em uma determinada estrutura existente, com base na norma brasileira de vento NBR 6123/1988. Esta norma apresenta dois métodos de cálculo: o método estático e o dinâmico. O trabalho realizou uma comparação dos resultados desses métodos. A análise estática considera na sua formulação a velocidade do vento, rugosidade do terreno, dimensões da estrutura e a altura sobre o terreno. Para a análise dinâmica obteve-se a frequência fundamental de vibração da estrutura. A resposta estática da torre foi desenvolvida utilizando-se o método usual de cálculo, o qual consiste em transformar o carregamento dinâmico do vento em um carregamento equivalente estático. Para a resposta dinâmica, a partir do modelo discretizado, a análise foi realizada pelo método discreto, considerando a superposição das parcelas média e flutuante. Por fim, compararam-se os resultados, verificando-se que a resposta dinâmica gera solicitações muito superiores às encontradas pelo método estático.

Palavras-chave: Torres para Telecomunicações. Ações Estáticas e Dinâmicas do Vento.
NBR 6123/1988.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Configuração básica de torres treliçadas autoportantes.....	16
Figura 2 – Delineamento da pesquisa	20
Figura 3 – Perfis de velocidade média do vento (km/h) de acordo com a rugosidade do terreno	24
Figura 4 – Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)	25
Figura 5 – Fator topográfico $S_1(z)$	27
Figura 6 – Coeficiente de arrasto, C_a , para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, formadas por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondadas.....	34
Figura 7 – Fator de proteção, η para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados.....	36
Figura 8 –(a) resposta da estrutura; (b) espectro de potência dos esforços na estrutura oriundos das rajadas de vento.....	38
Figura 9 – Esquema para modelo dinâmico discreto.....	42
Figura 10 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria I ($L = 1800$ m; h em metros).....	44
Figura 11 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria II ($L = 1800$ m; h em metros).....	44
Figura 12 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria III ($L = 1800$ m; h em metros).....	45
Figura 13 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria VI ($L = 1800$ m; h em metros).....	45
Figura 14 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria V ($L = 1800$ m; h em metros).....	46
Figura 15 – Representação da silhueta da estrutura.....	50
Figura 16 – Primeiro modo de vibração da estrutura.....	60
Figura 17 – Segundo modo de vibração da estrutura.....	61
Figura 18 – Terceiro modo de vibração da estrutura.....	62
Figura 19 – Divisão da estrutura em regiões.....	63
Figura 20 – Comparação das solicitações nos montantes.....	65
Figura 21 – Solicitações nos montantes da estrutura.....	66
Figura 22 – Solicitações nas diagonais da estrutura.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator topográfico em função da altura da edificação	28
Tabela 2 – Parâmetros meteorológicos	30
Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	31
Tabela 4 – Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera.....	35
Tabela 5 – Coeficiente de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$	37
Tabela 6 – Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos	41
Tabela 7 – Expoente p e parâmetro b	43
Tabela 8 – Antenas existentes na estrutura.....	49
Tabela 9 – Força de arrasto sobre a estrutura e esteira de cabos para análise estática.....	51
Tabela 10 – Força de arrasto sobre as antenas para análise estática.....	56
Tabela 11 – Força de arrasto sobre a estrutura, esteira de cabos e antenas para análise dinâmica.....	57
Tabela 12 – Frequências e períodos fundamentais.....	59
Tabela 13 – Comparação das solicitações referentes às análises estática e dinâmica.....	64

LISTA DE SÍMBOLOS

V_0 – velocidade básica do vento (m/s)

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator que pondera a rugosidade do terreno

S_3 – fator probabilístico

z – altura (m)

d – diferença de nível entre a base e o topo de morro ou talude; diâmetro da barra treliçada

θ – ângulo de inclinação (em graus)

b – parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2

F_r – fator de rajada

p – expoente da lei potencial de variação de S_2

Φ – índice de área exposta

A_e – área efetiva

A_0 – área total do contorno do reticulado

q – pressão dinâmica (N/m²)

F_g – força global do vento

C_i – coeficiente de força

A – área de referência

F_a – força de arrasto

C_a – coeficiente de arrasto

R_e – número de Reynolds

k_a – fator de correção para quando a velocidade do vento não incide perpendicularmente a uma das faces da torre

η – fator de proteção, em reticulados paralelos

l – comprimento de barra ou fio (m)

F_x – componente da força do vento na direção x

F_y – componente da força do vento na direção y

α – ângulo de incidência do vento

\bar{V}_p – velocidade de projeto (m/s)

x – primeiro modo de vibração

ζ – razão de amortecimento crítico

f_i – frequência fundamental

x_i – deslocamento correspondente à coordenada i

A_i – área de influência correspondente à coordenada i

m_i – massa discreta correspondente a à coordenada i

C_{ai} – coeficiente de arrasto correspondente a coordenada i

z_i – altura do elemento i da estrutura sobre o nível do terreno

z_r – altura de referência (10 m)

n – número de graus de liberdade

f_j – frequência natural (Hz)

\vec{X}_i – forma modal

$q(z)$ – variação da pressão dinâmica

ξ – coeficiente de amplificação dinâmica

l_i – largura ou diâmetro da edificação

X_i – força total devida ao vento na direção da coordenada i

\bar{X}_i – força média

\hat{X}_i – componente flutuante.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	18
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO.....	18
2.2.1 Objetivo principal	18
2.2.2 Objetivos secundários	18
2.3 HIPÓTESE.....	19
2.4 PRESUPOSTO.....	19
2.5 PREMISA.....	19
2.6 DELIMITAÇÕES.....	19
2.7 LIMITAÇÕES.....	19
2.8 DELINEAMENTO.....	20
3 VENTO	22
3.1 PROCEDIMENTOS DE PROJETO.....	22
3.1.1 Velocidade do vento	23
3.1.2 Velocidade característica do vento	25
3.1.2.1 Fator topográfico S_1	26
3.1.2.2 Fator S_2	28
3.1.2.3 Fator S_3	30
3.2 EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS AO VENTO.....	31
3.2.1 Índice de área exposta	32
3.2.2 Determinação da força de arrasto	32
4 EFEITOS DINÂMICOS DEVIDOS À TURBULÊNCIA ATMOSFÉRICA	38
4.1 PARÂMETROS DE PROJETO PARA DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA.....	39
4.1.1 Velocidade de projeto \bar{V}_p	39
4.1.2 Características dinâmicas da estrutura	40
4.1.2.1 Modelo contínuo simplificado.....	40
4.1.2.2 Modelo discreto.....	41
4.2 CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA.....	42
4.2.1 Método simplificado	42
4.2.2 Modelo discreto	46
4.2.2.1 Contribuições modais.....	46

4.2.2.2 Combinação das contribuições	48
5 A ESTRUTURA ANALISADA.....	49
5.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA.....	49
5.2 CARGAS ATUANTES NA ANÁLISE ESTÁTICA.....	51
5.3 CARGAS ATUANTES NA ANÁLISE DINÂMICA.....	56
5.4 MODELAGEM.....	57
6 ANÁLISE MODAL.....	59
7 RESULTADOS E COMPARAÇÃO DAS ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA.....	63
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	68
REFERÊNCIAS	69
ANEXO A.....	70

1 INTRODUÇÃO

A história das telecomunicações tem sua origem no final do século XVIII, quando foram colocados em uso os principais sistemas de transmissão à distância. Porém, foi na metade do século XX que o mercado de telecomunicações teve um crescimento considerável. Segundo dados da Agência Nacional de Telecomunicações (Anatel), o Brasil terminou o ano de 2010 com um total de 202,9 milhões de telefones celulares (BRASIL, 2011). Com isso, a demanda pela construção de torres para telefonia celular também aumentou significativamente.

Existem diversos tipos de estruturas para telecomunicações, variando, principalmente, quanto a sua geometria e ao material utilizado. Dentre elas, as mais comuns são as torres treliçadas autoportantes, estaiadas, postes metálicos e de concreto.

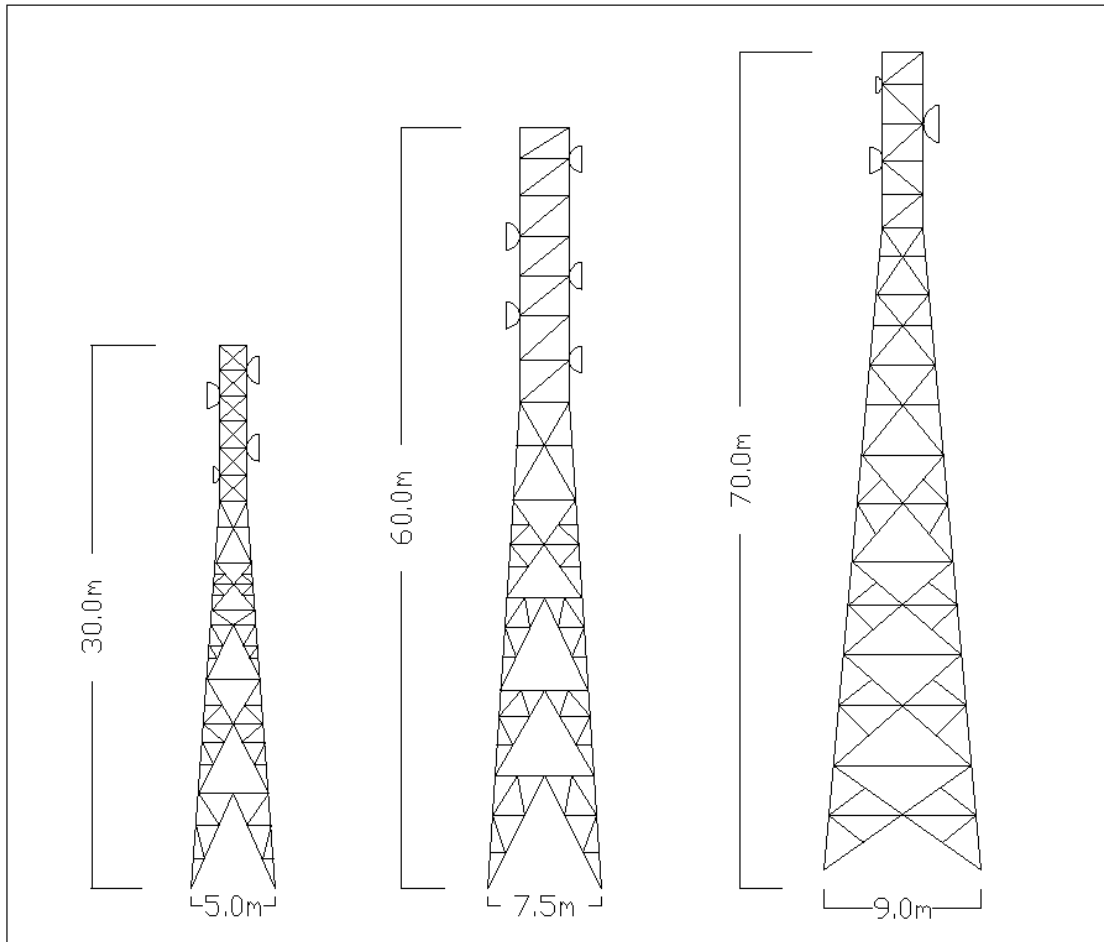
Devido ao fato de existir uma grande variedade nos tipos de estruturas, este trabalho dará ênfase às torres treliçadas autoportantes. Essas torres são normalmente projetadas com dois trechos distintos, um tronco piramidal e outro reto. Os materiais comumente utilizados para a fabricação das estruturas são os aços A36 e A572. São usados perfis laminados, de chapa dobrada ou, ainda, tubulares. A figura 1 apresenta um esquema da configuração de torres treliçadas autoportantes.

Devido ao baixo peso próprio das torres treliçadas e à rara ocorrência de terremotos no Brasil, o vento é o carregamento determinante na elaboração do projeto deste tipo de estrutura. É essencial, portanto, ter estimativas confiáveis do carregamento do vento e de seu efeito na estrutura. Este carregamento pode ser calculado, segundo a NBR 6123/1988, por dois métodos: estático e dinâmico. A análise dinâmica das ações de vento requer a determinação do período fundamental de vibração da torre.

Assim, este trabalho teve como propósito fazer uma análise comparativa dos esforços de vento em uma torre metálica autoportante esbelta existente. Desta forma, calculou-se primeiramente, os esforços considerando somente a análise estática e, posteriormente, verificou-se qual o acréscimo nos esforços se considerados os efeitos dinâmicos do vento. Após a obtenção das solicitações de projeto, os cálculos das resistências de projeto poderiam

ser efetuados segundo a norma NBR 8800/2008, porém não é o objetivo deste trabalho calcular as resistências de projeto para as peças da estrutura.

Figura 1 – Configuração básica de torres treliçadas autoportantes



(fonte: adaptado de NASCIMENTO, 2002)

A falta de literatura técnica sobre torres para telecomunicações foi um dos motivos pelos quais o tema foi escolhido. Outra razão determinante foi a preocupação com as interferências na comunicação e nos sistemas de controle que podem ser causadas pela ação do vento, resultando em falhas de serviço e trazendo prejuízo tanto econômico como social para as empresas de telefonia e seus clientes.

O trabalho está dividido em 7 capítulos distintos, além deste introdutório. No capítulo 2 encontra-se a questão de pesquisa, os objetivos, a hipótese, o pressuposto, a premissa, as delimitações, as limitações e o delineamento do trabalho, que descreve rapidamente suas etapas. O capítulo 3 apresenta a definição de vento e os procedimentos de projeto para

determinação da análise estática. Os parâmetros de projeto para o desenvolvimento da resposta dinâmica são apresentados no capítulo 4. No capítulo 5 características da estrutura são descritas para o desenvolvimento dos cálculos dos esforços de vento. A análise modal da estrutura é apresentada no capítulo 6. O capítulo 7 trata dos resultados obtidos pelas análises estática e dinâmica. Por fim, o capítulo 8 contempla as considerações finais deste estudo.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As seguintes diretrizes determinarão o desenvolvimento do presente trabalho.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: qual a diferença na resposta da estrutura de uma torre autoportante esbelta quando se comparam os resultados das análises estática e dinâmica pela metodologia proposta pela NBR 6123/1988 ?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e são apresentados nos próximos itens.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a comparação dos esforços, em uma torre autoportante esbelta devido aos carregamentos de vento, considerando a resposta dinâmica frente à estática.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) análise estática da estrutura autoportante submetida ao carregamento de vento;
- b) determinação, por meio de análise modal, das principais frequências naturais e modos de vibração da estrutura metálica;
- c) análise dinâmica simplificada da estrutura autoportante segundo a NBR 6123/1988.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que a resposta dinâmica aumenta em 20% as solicitações de vento na determinação dos esforços em torres autoportantes esbeltas.

2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que o método de determinação das forças estáticas devidas ao vento e o método discreto do cálculo da resposta dinâmica na direção do vento, apresentados nos itens 4.2 e 9.3 da NBR 6123/1988 – Forças devidas ao Vento em Edificações –, são considerados válidos e serão utilizados para a determinação das ações do vento na estrutura em estudo.

2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que os carregamentos devidos ao vento em estruturas esbeltas são muito relevantes.

2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a comparação dos esforços de vento atuantes na torre autoportante utilizada neste estudo, que se caracteriza por ter uma geometria triangular, composta por perfis laminados em forma de L de abas iguais, em aço A36, 100 m de altura, abertura da base de 9,25 m e abertura de topo de 1,5 m.

2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

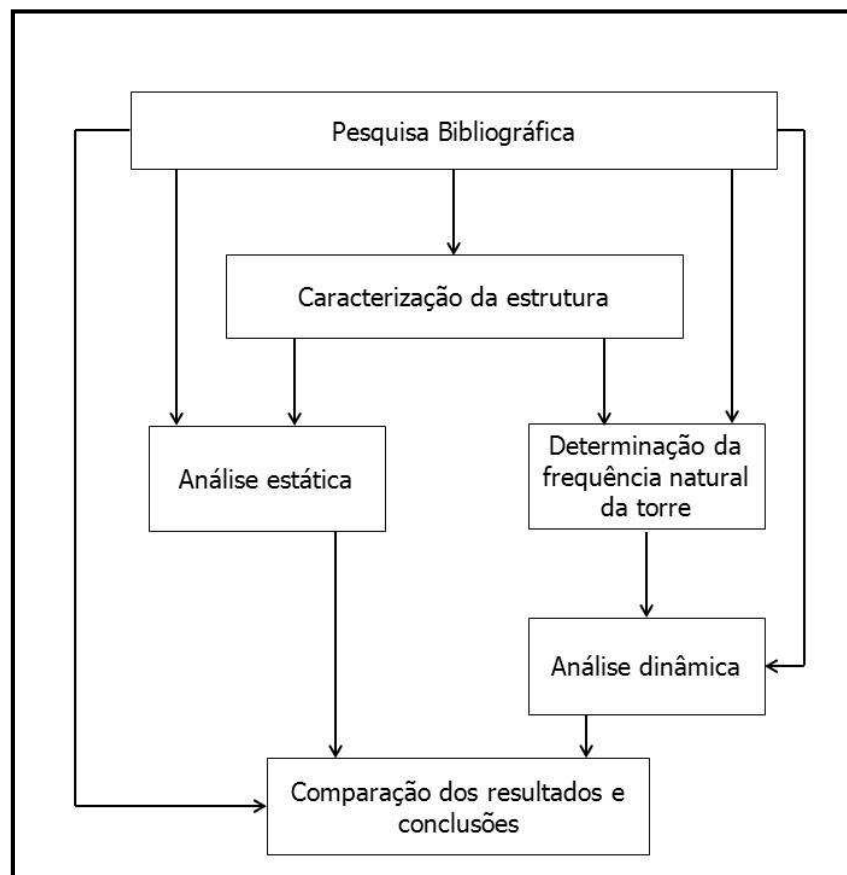
- a) a localização da torre no município de Grão Mogol, estado de Minas Gerais;
- b) consideração, na análise dinâmica, de apenas o modo fundamental de vibração;
- c) utilização de somente um programa computacional para determinação da frequência natural da estrutura e das solicitações de projeto.

2.8 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 2, e descritas nos próximos itens:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) caracterização da estrutura para análise;
- c) análise estática da estrutura;
- d) determinação da frequência natural da estrutura;
- e) análise dinâmica da estrutura;
- f) comparação dos resultados e conclusões.

Figura 2 – Delineamento da pesquisa



(fonte: elaborado pela autora)

A pesquisa bibliográfica foi realizada durante todo o trabalho, visando buscar o embasamento teórico necessário para o desenvolvimento do tema em questão, já que estes assuntos não são comumente abordados no curso de graduação em Engenharia Civil.

Na fase de caracterização da estrutura foi escolhida uma torre que satisfizesse as condições apontadas pela Norma de vento para a realização da comparação dos esforços estático e dinâmico. Uma estrutura alta, com pequenas aberturas de base e de topo, tende a apresentar desempenho dentro do esperado para este estudo.

Após esta caracterização, realizou-se a determinação da frequência natural da torre com um *software* apropriado para esta finalidade. Paralelamente a esta etapa foram determinadas as forças estáticas devidas ao vento conforme o procedimento descrito na NBR 6123/1988. Esta etapa se caracteriza pela determinação da velocidade básica do vento, dos fatores topográfico, de ponderação da rugosidade do terreno e do fator probabilístico para o posterior cálculo da velocidade característica do vento, da pressão dinâmica e dos coeficientes de força.

De posse dos valores das primeiras frequências e modos de vibração da torre, iniciou-se o cálculo da análise dinâmica. Foi utilizado o método discreto da Norma de vento, considerando somente o modo fundamental de vibração. Por fim, foi realizada uma comparação dos resultados obtidos e estabelecidas as considerações finais.

3 VENTO

Segundo Pitta (1987, p. 1), “Vento é o movimento de massas de ar, causado por condições de pressão e de temperatura na atmosfera.”. Blessmann (1995, p. 19) afirma que “[...] a causa básica do vento natural é o aquecimento não uniforme da atmosfera, principalmente a partir da energia solar absorvida pela crosta terrestre e irradiada para a atmosfera sob a forma de calor.”.

O principal carregamento atuante em torres de telecomunicações é devido à ação do vento e, para determinar a intensidade de carga provocada pelo mesmo, necessita-se determinar alguns parâmetros, tais como, a máxima velocidade média do vento e o tempo de atuação de uma rajada. Segundo Blessmann (1995, p. 19, grifo do autor), “Para a engenharia estrutural é de interesse conhecer a **velocidade média** do vento e as flutuações em torno desta média. A velocidade média é determinada para intervalos de tempo entre 10 min e 1 h.”.

3.1 PROCEDIMENTOS DE PROJETO

Conforme Carril Júnior (2000, p. 13), “No Brasil, não há uma norma específica para a determinação das forças de vento em torres de telecomunicações. A norma NBR 6123/1988 fornece diretrizes para se determinar as forças do vento em torres treliçadas dentro de um contexto mais geral.”. Mesmo com a privatização da Telecomunicações Brasileiras S/A (Telebrás), as práticas de projeto desenvolvidas pelo seu sistema de documentação, Prática 240-410-600 – Procedimentos de Projetos para Torres Metálicas Autosuportadas, Estaiadas e Postes Metálicos – e Prática 240-400-720 – Especificações Gerais para Adoção de Parâmetros Básicos e Apresentação de Memorial de Cálculo para Torres e Postes Metálicos –, ainda auxiliam os escritórios na execução do memorial de cálculo destas estruturas.

O procedimento de cálculo das forças de vento em estruturas de torres para telecomunicações envolve a determinação de parâmetros como a velocidade do vento, rugosidade e topografia do terreno e coeficientes de arrasto médio sobre o reticulado da estrutura. Pela sua complexidade, a determinação dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica será

apresentada em um capítulo específico. Nos próximos subitens cada parâmetro envolvido nos cálculos das forças de vento será abordado mais detalhadamente.

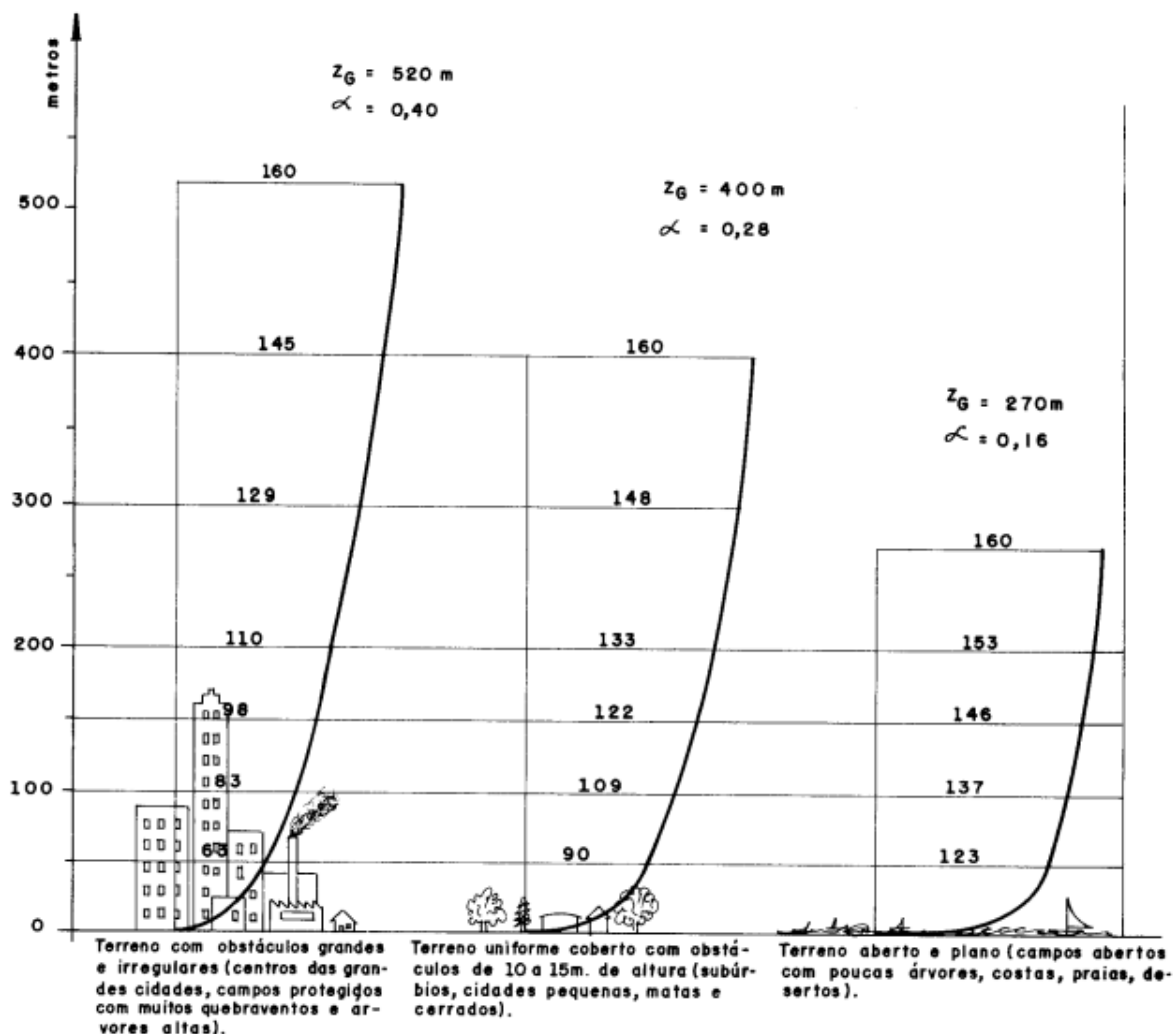
3.1.1 Velocidade do vento

Pitta (2001, p. 11) afirma que a máxima velocidade de vento é determinada com medições da sua velocidade em várias regiões durante um grande espaço de tempo, para então, com o auxílio de projeções estatísticas, ser determinada, com um certo grau de confiança, o valor desta velocidade. Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5), “A velocidade básica do vento, V_o , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.”.

De acordo com Blessmann (1995, p. 29, grifo do autor), “Os turbilhões originam as **rajadas** de vento, que ocorrem em uma sequência aleatória de frequências e intensidades. As mais fortes, são de pequena duração (fração de segundo) e atuam sobre uma pequena região.”. Estes turbilhões quando abrangem uma vasta área, acabam desencadeando lentas alterações na direção e velocidade do vento. O mesmo autor salienta que “Na engenharia estrutural considera-se o vento como uma superposição de turbilhões de dimensões bem diversas, desde os maiores, até os menores, da ordem de grandeza do milímetro.”.

A rugosidade do solo tem enorme influência sobre a variação da velocidade média do vento na camada limite atmosférica, variando de zero, junto à superfície, até a velocidade gradiente, na altura gradiente (BLESSMANN, 1995, p. 14). Para Blessmann (1995, p. 30), “Quanto maior a rugosidade do solo e mais importantes em número e dimensões os grandes obstáculos (árvores, morros, edifícios, torres, etc.), maiores serão a agitação do ar, o intercâmbio turbulento de quantidade de movimento e a altura interessada nesse processo.”. Na figura 3 é possível verificar um esquema dos perfis de velocidade do vento em função da rugosidade do terreno.

Figura 3 – Perfis de velocidade média do vento (km/h) de acordo com a rugosidade do terreno

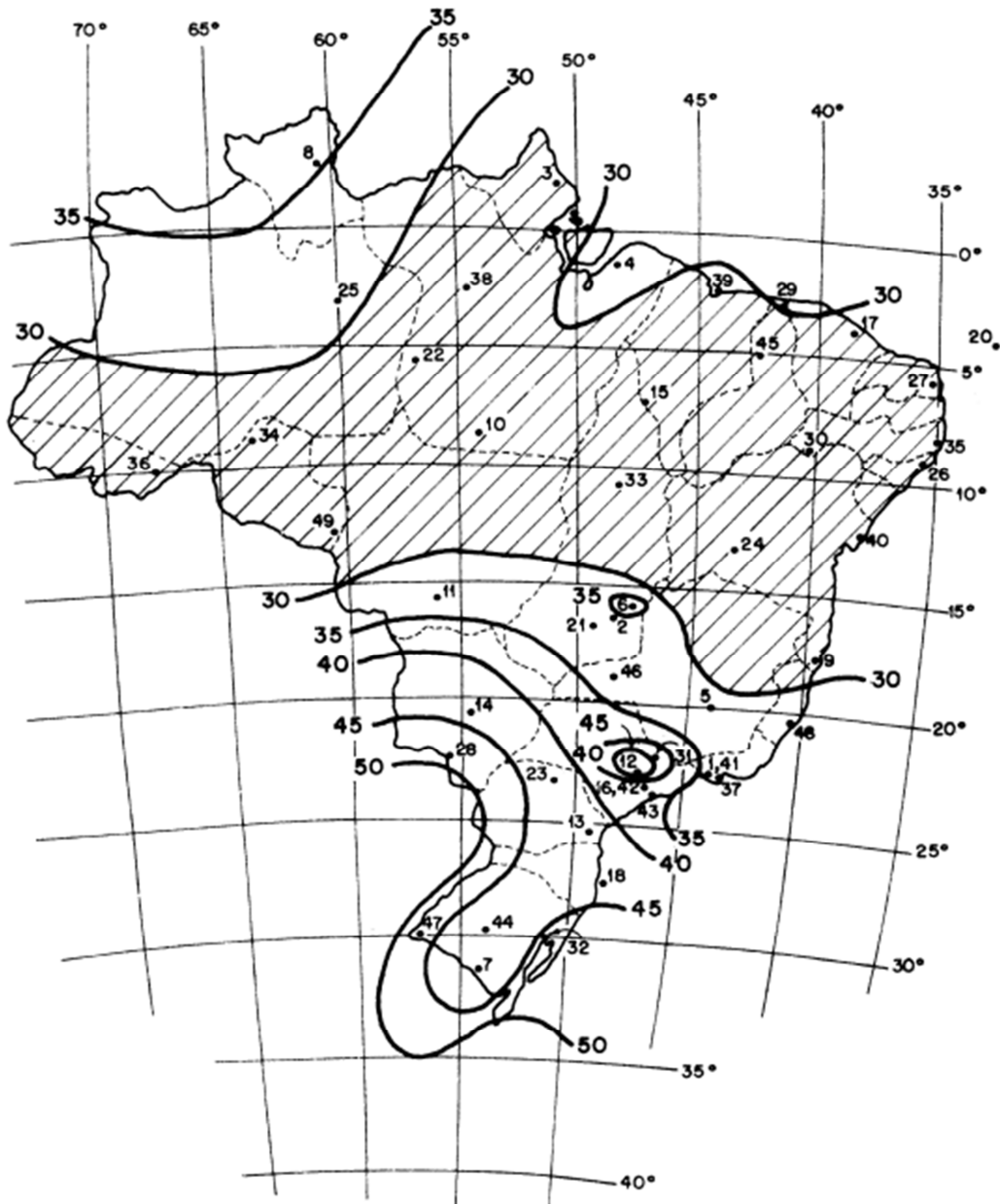


(fonte: PITTA, 1987, p. 14)

A figura 4 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica do vento em todo o território nacional, com espaçamento de 5m/s. Segundo Pitta (2001, p. 11):

A grande área hachurada no mapa deve-se mais à falta de dados confiáveis e ao pequeno tempo relativo de aquisição de dados em muitas estações de área tão grande, bem como ao entendimento de que a menor velocidade básica a ser utilizada, a favor da segurança, deveria ser de 30 m/s.

Devido a este fato, na determinação dos esforços oriundos da ação do vento, é de extrema importância que se conheça o local em que estrutura está instalada para que se possa determinar a velocidade básica do vento a qual ela está submetida (MENIN, 2002, p. 48).

Figura 4 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

3.1.2 Velocidade característica do vento

De acordo com Pitta (2001, p. 15, grifo do autor), “Difícilmente se terá uma edificação que permita aplicar diretamente a velocidade básica do vento. É necessário determinar sua **velocidade característica**, aquela que atuará na edificação que se quer analisar [...]”. A velocidade característica do vento é calculada em função da topografia local, rugosidade do terreno, altura e dimensões em planta particulares, condições específicas de vida útil,

importância da edificação e consequências que sua ruína possa ocasionar à população e até mesmo ao meio ambiente .

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4), a velocidade característica é determinada pela seguinte equação:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

V_o = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

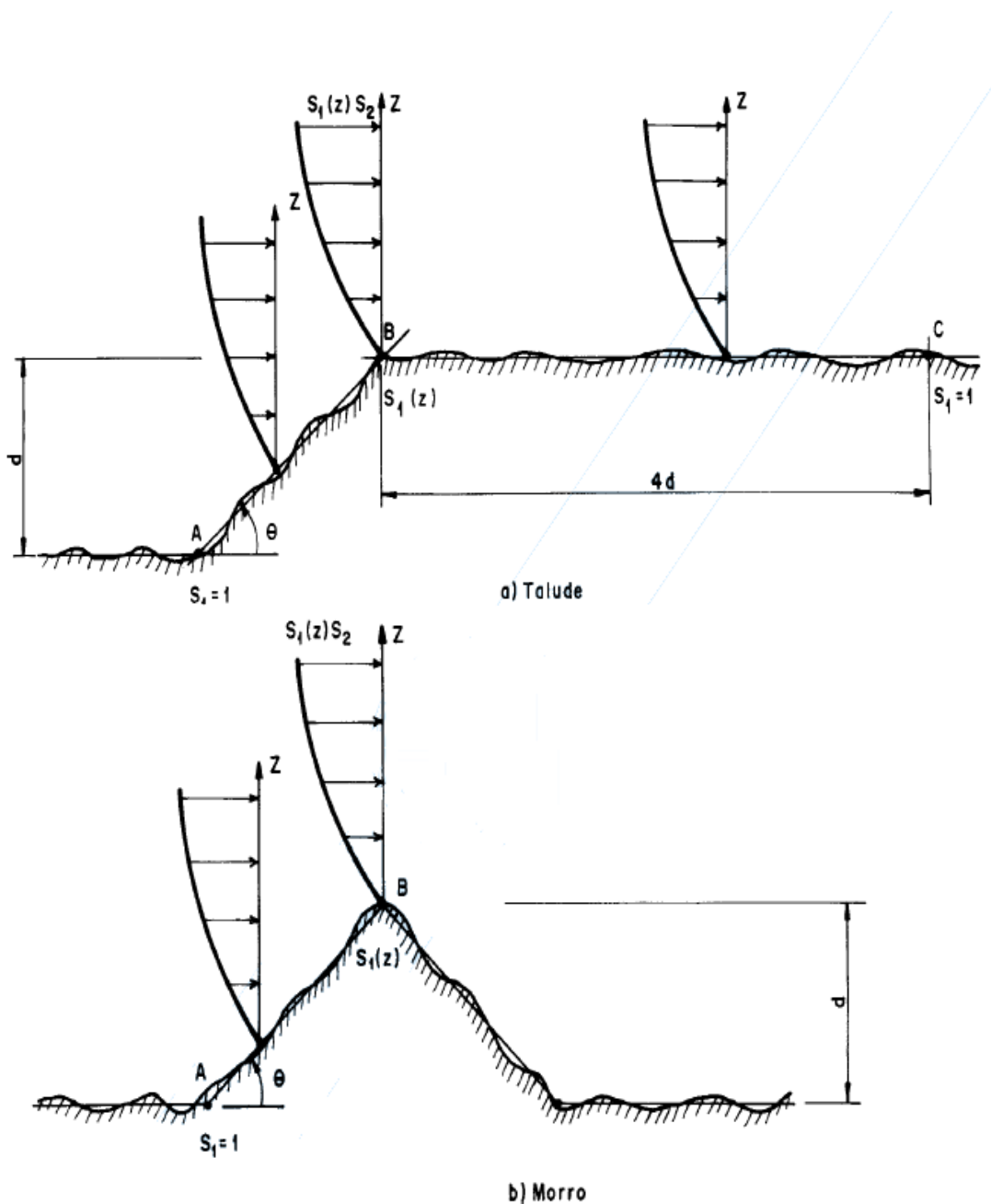
S_2 = fator que pondera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico.

A forma de obtenção de cada um dos fatores será apresentada nos itens subsequentes.

3.1.2.1 Fator Topográfico S_1

É o fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo no entorno da edificação. Para terrenos planos ou fracamente acidentados seu fator é igual a 1,0. Caso a edificação se localize no topo de taludes ou morros conforme o ponto B da figura 5 , o fator topográfico será uma função da altura (z), medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, da diferença de nível (d) entre a base e o topo do talude/ morro, assim como, da inclinação média do talude ou encosta do morro. Para vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção, seu fator vale 0,9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5). A figura 5 demonstra o que foi explicado.

Figura 5 – Fator topográfico $S_1(z)$ 

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 7)

Para ângulos de inclinação θ (figura 5) superiores a 3° , S_1 deve ser calculado conforme a tabela 1.

Tabela 1 – Fator topográfico em função da altura da edificação θ

Inclinação do talude/ morro (θ)	Fator topográfico (S_1)
$\theta \leq 3^\circ$	$S_1(z) = 1,0$
$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1$
$\theta \geq 45^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5)

Estas expressões são válidas somente para o ponto B da figura 5. Conforme a NBR 6123, “Interpolar linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$.”. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5)

3.1.2.2 Fator S_2

Carril Júnior (2000, p. 15) afirma que “O fator S_2 leva em consideração o perfil de velocidade do vento na atmosfera conforme o tipo de terreno.”. Deste modo, o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação é que fornece o fator S_2 . A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8) classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias:

- a) I: superfícies lisas de grandes dimensões;
- b) II: terrenos abertos em nível, com poucos obstáculos isolados;
- c) III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos;
- d) IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados;
- e) V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados.

De acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8), a determinação do fator S_2 também considera o intervalo de tempo para que as rajadas envolvam toda a estrutura. Essa Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9) separa as edificações em três classes:

- a) A: edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m, ou todas unidades de vedação e seus elementos de fixação (duração das rajadas de 3 segundos);
- b) B: edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 m e 50 m (duração de rajadas de 5 segundos);
- c) C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical exceda 50 m (rajadas de 10 segundos).

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9) fornece a seguinte expressão para obtenção do fator S_2 :

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

z = altura, em metros, medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

b = parâmetro meteorológico referente à categoria de rugosidade do terreno e à classe da edificação;

p = expoente da lei potencial de variação;

F_r = fator de rajada.

As medidas da velocidade do vento especificadas nesta norma são realizadas a 10 metros de altura do solo. Para transformar a velocidade de rajada medida em 3 segundos de observação na velocidade média horária, a NBR 6123 fornece os fatores que multiplicados pela velocidade de rajada permitem obter esta transformação. Esse fator multiplicador é denominado de fator de rajada e é sempre o correspondente à categoria II. A equação 2, só é aplicável até a altura z_g , que define o contorno superior da camada atmosférica. Os parâmetros que permitem determinar S_2 são apresentados na tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros meteorológicos

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9)

3.1.2.3 Fator S_3

Conforme a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10), “O fator S_3 é baseado em fatores estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.”. Como não há uma norma que regulamente a segurança nas edificações, são apresentados nessa Norma valores mínimos para o fator S_3 . A tabela 3 apresenta estes valores.

Tabela 3 – Valores mínimos do fator S_3

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10)

3.2 EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS AO VENTO

De acordo com Pitta (1987, p. 24):

A rigor, toda ação devida ao vento é dinâmica, pois sua velocidade varia com o tempo, podendo-se dividi-la em uma componente constante e uma de flutuação. Quando o período médio de separação da componente de flutuação é maior ou igual a cem vezes o período de vibração da estrutura, pode-se considerar o efeito do vento como sendo estático.

Para que se determine o efeito estático na estrutura é necessário que se calcule, além dos parâmetros já vistos, o índice de área exposta, o coeficiente de arrasto (C_a), assim como a pressão dinâmica do vento. O método de determinação destes coeficientes será explicitado nos próximos subitens.

3.2.1 Índice de área exposta

Segundo Flachsbart (1932¹ apud LOREDO-SOUZA et al., 2008, p. 82), o índice de área exposta é igual à área frontal efetiva do reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do mesmo reticulado, de modo que sua magnitude varie entre 0 e 1. Deste modo, para uma estrutura totalmente sólida o índice de área exposta vale 1. O índice de área exposta é dado pela expressão:

$$\Phi = \frac{Ae}{Ac} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

Φ = índice de área exposta;

Ae = área efetiva;

Ac = área total do contorno do reticulado.

3.2.2 Determinação da força de arrasto

De acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4) a pressão dinâmica é dada pela expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

q = pressão dinâmica (N/m²);

V_k = velocidade característica do vento (m/s).

Loredou-Souza et al. (2008, p. 81) definem força global (F_g) como sendo a força vetorial das forças do vento que atuam sobre uma edificação. Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO

¹ FLACHSBART, O. *Winddruck auf Vollwandige Bauwerke und Gitterfachwerke*. Mémoires Association International des Ponts et Charpenters. Deutschland, 1932, p. 153-172

BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5), de um modo geral, uma componente qualquer da força global é obtida por:

$$F = C_f q A \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

C_f = coeficiente de força, especificado em cada caso: C_X , C_Y , etc.;

A = área de referência, especificada em cada caso.

A mesma Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) determina que a componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a , é obtida por:

$$F_a = C_a q A_e \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

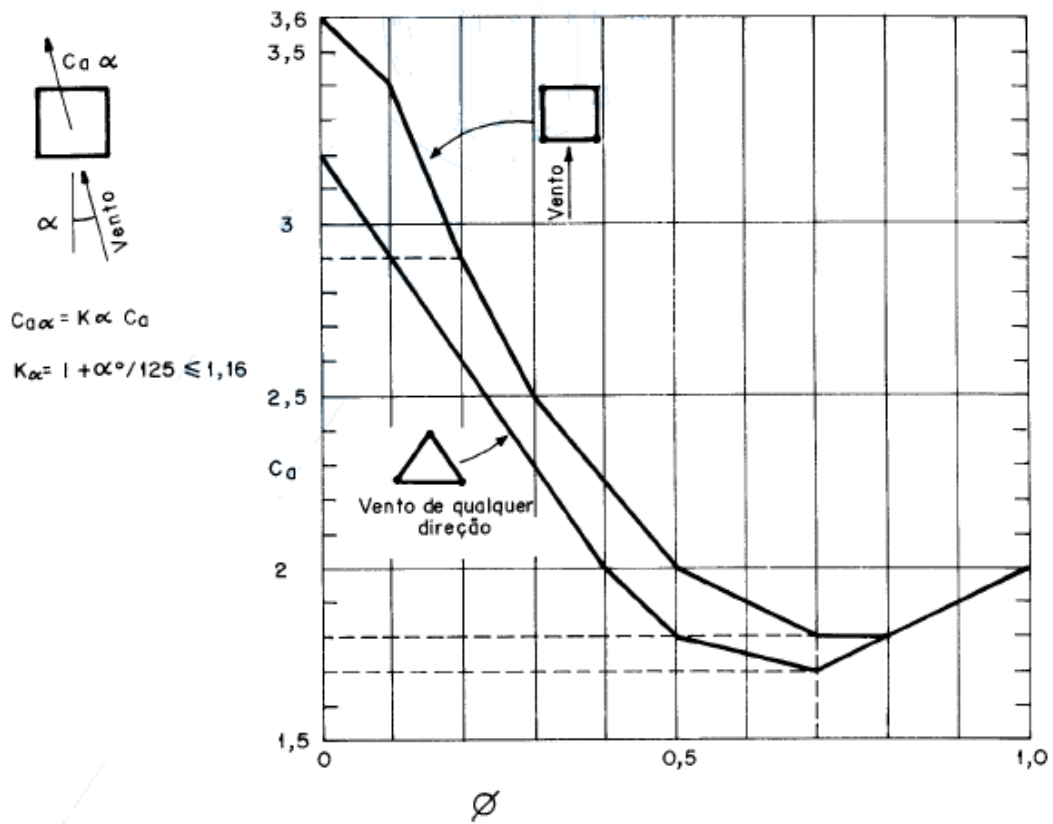
C_a = coeficiente de arrasto;

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

Segundo Loredou-Souza et al. (2008, p. 82), “Os valores dos coeficientes de arrasto (C_a) apresentados em normas e relatórios valem somente para a forma geométrica específica do módulo da torre ensaiado e dependem diretamente do valor da área efetiva (A_e) adotada como referência para o cálculo de C_a .”.

Para torres reticuladas constituídas por barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredados, os coeficientes de arrasto (C_a) são obtidos pelo gráfico da figura 6. Este ábaco supõe o vento incidindo perpendicularmente a uma das faces, em torres de seção quadrada, mas caso o vento não incida perpendicularmente, é apresentado um fator de correção (k_a). Para torres de seção triangular equilátera não existe qualquer limitação quanto à direção do vento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 27)

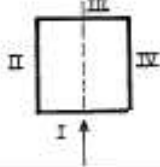
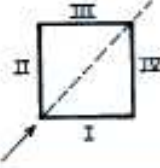


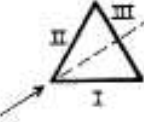
Figura 6 – Coeficiente de arrasto, C_a , para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, formadas por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondadas



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 29)

As componentes da força de arrasto, nas faces de torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, são obtidas multiplicando-se F_a pelos valores correspondentes da tabela 4.

Tabela 4 – Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera

Direção do vento		Face I	Face II	Face III	Face IV
	n	$\frac{1}{1+\eta}$	0	$\frac{\eta}{1+\eta}$	0
	t	0	0	0	0
	n	0,20	0,20	0,15	0,15
	t	0,20	0,20	0,15	0,15
	n	0,57	0,11	0,11	—
	t	0	0,19	0,19	—
	n	0,50	0	0,37	—
	t	0,29	0	0,21	—
	n	0,14	0,14	0,43	—
	t	0,25	0,25	0	—

n : componente perpendicular à face
t : componente paralela à face

Nota: As componentes da força de arrasto F_a , são obtidas multiplicando-se F_a pelos valores usados neste quadro, onde η é o fator de proteção definido no ábaco da figura 7.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 31)

Tabela 5: Coeficiente de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$

Regime do fluxo ($R_e = 70000 V_k d$) [V_k em m/s; d em m]	Coeficiente de arrasto C_a para:			
	Fio liso	Fio moderadamente liso (galvanizado ou pintado)	Cabos torcidos de fios finos r'/d $\leq 1/30$	Cabos torcidos de fios grossos $r'/d \geq 1/25$
$R_e \leq 2,5 \cdot 10^4$	-	-	1,2	1,3
$R_e \geq 4,2 \cdot 10^4$	-	-	0,9	1,1
$R_e \leq 2,5 \cdot 10^5$	1,2	1,2	-	-
$R_e \geq 4,2 \cdot 10^5$	0,5	0,7	-	-

Para R_e e r'/d intermediários, os valores de C_a são obtidos por interpolação

Nota: r' = raio dos fios ou cabos secundários da camada externa do cabo.

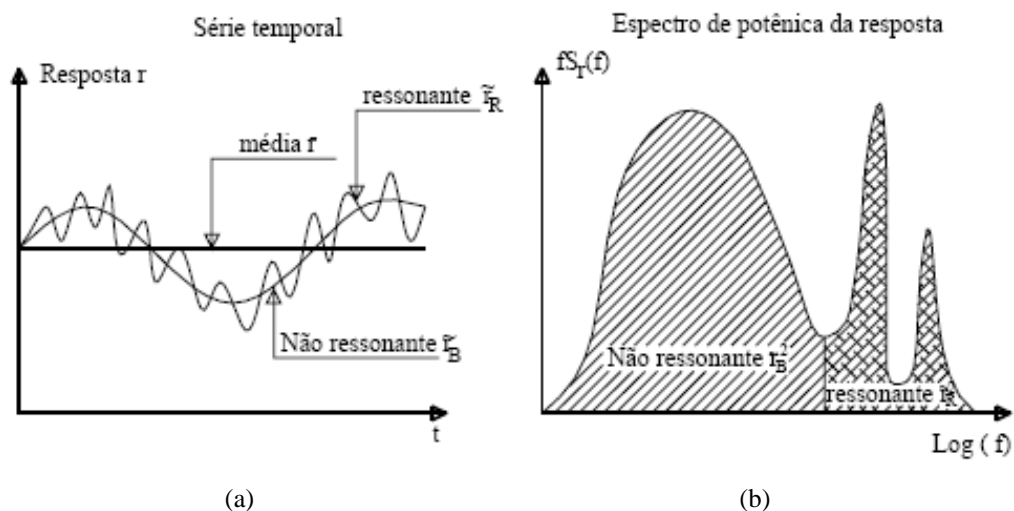
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 26)

4 EFEITOS DINÂMICOS DEVIDOS À TURBULÊNCIA ATMOSFÉRICA

Neste capítulo são apresentados os principais efeitos dinâmicos do vento. Nascimento (2002, p. 4) afirma que “As torres altas e esbeltas são altamente sensíveis à resposta dinâmica sobre a ação do vento, e sendo de telecomunicações, as suas deformações são governadas por um valor mínimo para garantir que as antenas estejam em suas posições corretas.”.

Segundo Carril Júnior (2000, p. 4), o vento natural, para efeito de estudo, divide-se em uma parte média e outra parte flutuante como é mostrado na figura 8. A parcela da velocidade média gera esforços pseudo-estáticos e a parte flutuante gera esforços dinâmicos sobre a estrutura.

Figura 8 – (a) resposta da estrutura; (b) espectro de potência dos esforços na estrutura oriundos das rajadas de vento



(fonte: CARRIL JÚNIOR, 2000, p. 5)

Sobre a vibração estrutural, Nascimento (2002, p. 5) afirma:

Há dois fatores que controlam a amplitude e a frequência de vibração em uma estrutura: a excitação aplicada e a resposta da estrutura a uma excitação particular.

A vibração cria tensões e deformações além das existentes que podem causar fadiga e levar a estrutura ao colapso.

É necessário analisar a vibração estrutural de forma a prevenir as frequências naturais e uma suposta resposta para a excitação. As frequências naturais da estrutura devem ser encontradas porque se a estrutura é excitada com uma destas frequências a ressonância irá ocorrer, resultando grandes amplitudes de vibração, tensões dinâmicas e níveis de barulhos.

Entre os efeitos dinâmicos mais comuns encontram-se as vibrações causadas pelas forças de martelamento devidas à turbulência atmosférica, as vibrações por desprendimento dos vórtices e a instabilidade aerodinâmica por galope. Não se pretende esgotar o assunto nos próximos itens dado a sua complexidade, mas fornecer subsídios para a determinação da parcela dinâmica conforme a NBR 6123/1988.

4.1 PARÂMETROS DE PROJETO PARA A DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA

Blessmann (1998, p. 93) indica que o processo para determinação da ação estática equivalente do vento que a NBR 6123/1988 apresenta é baseado no método proposto por Davenport, porém a determinação dos parâmetros que definem a ação se dá de forma diferente. Nessa Norma a vibração da estrutura em seus modos naturais é dada em torno da posição definida pela velocidade média.

4.1.1 Velocidade de projeto \overline{V}_p

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34), a velocidade de projeto, correspondente à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de categoria II, é obtida pelo produto:

$$\overline{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

0,69 = fator de rajada, para passar da velocidade média sobre 3 s (V_0) para a velocidade média sobre 10 min. na categoria II e a 10 m de altura;

V_0 = velocidade básica do vento;

S_1 = fator topográfico;

S_3 = fator probabilístico.

4.1.2 Características dinâmicas da estrutura

A resposta dinâmica na direção do vento, segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34), pode ser determinada pelo método contínuo simplificado ou pelo método discreto. O que determina qual o método mais apropriado são as características dinâmicas da estrutura. Estes métodos serão melhor definidos nas próximas seções.

4.1.2.1 Modelo Contínuo Simplificado

Segundo a NBR 6123 este método pode ser adotado para edificações com seção constante, distribuição uniforme de massa, estruturas apoiadas exclusivamente na base e de altura inferior a 150 m. Porém, somente a contribuição do modo fundamental é considerada na resposta dinâmica, conduzindo a erros inferiores a 10% (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34)

O primeiro modo de vibração pode ser representado pela seguinte equação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34):

$$x = (z/h)^\gamma \quad \text{(equação 9)}$$

Valores de γ , ζ e equações aproximadas para o cálculo direto da frequência fundamental f_1 são apresentados na tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1 / f_1$
Edifício com estrutura aporricada de concreto, sem cortinas	1,2	0,02	0,05 + 0,015 h (h em metros)
Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	1,6	0,015	0,05 + 0,012 h
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	0,02 h
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,01	0,015h
Edifícios com estruturas de aço soldada	1,2	0,01	$0,29 \sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	
Estruturas de madeira	-	0,03	

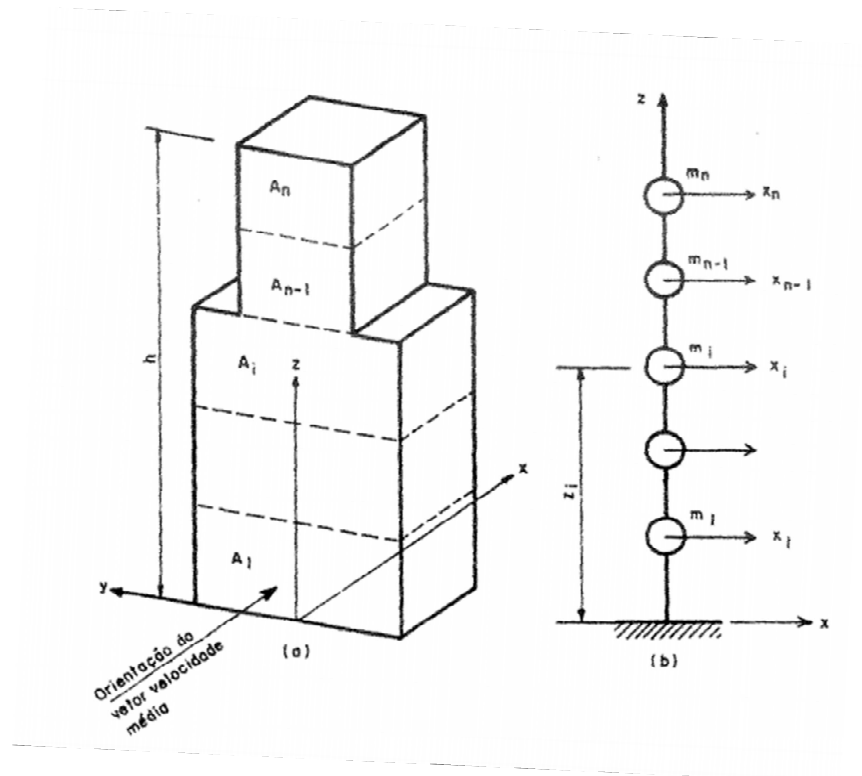
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35)

4.1.2.2 Modelo Discreto

Edificações com propriedades variáveis, como a altura, devem ser representadas por um modelo discreto conforme a figura 9. Nessa figura, x_i é o deslocamento correspondente à coordenada i , A_i a área de influência da coordenada i , m_i a massa discreta correspondente à coordenada i , C_{ai} o coeficiente de arrasto da coordenada i , Z_i a altura do elemento i sobre o nível do terreno, Z_r a altura de referência (10 m) e n o número de graus de liberdade ($i = 1, 2, \dots, n$). Para estruturas verticais com um plano de simetria, n é também igual ao número de elementos em que for dividida a estrutura.

Segundo a NBR 6123, para um modelo com dez divisões, ou seja $n = 10$, é possível obter uma precisão apropriada nos resultados. Caso a edificação apresente variações consideráveis ao longo da sua estrutura poderá ser necessário um número maior de elementos. Com o modelo definido, devem ser determinadas a frequência natural f_j (Hz) e a forma modal \vec{X}_j , correspondentes ao modo j , para $j = 1, 2, \dots, r$, sendo $r < n$ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34).

Figura 9 – Esquema para modelo dinâmico discreto



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35)

4.2 CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA

A análise dinâmica da estrutura pode ser desenvolvida por dois métodos diferentes. Para um melhor entendimento estes métodos serão apresentados de forma mais detalhada nos próximos itens.

4.2.1 Método simplificado

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34), no método simplificado a variação da pressão dinâmica com a altura é dada pela expressão:

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

O primeiro termo, dentro dos colchetes, representa a resposta média e, o segundo, a amplitude máxima da resposta flutuante, sendo:

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

Onde:

\bar{q}_0 = pressão dinâmica (N/m²);

\bar{V}_p = velocidade de projeto (m/s).

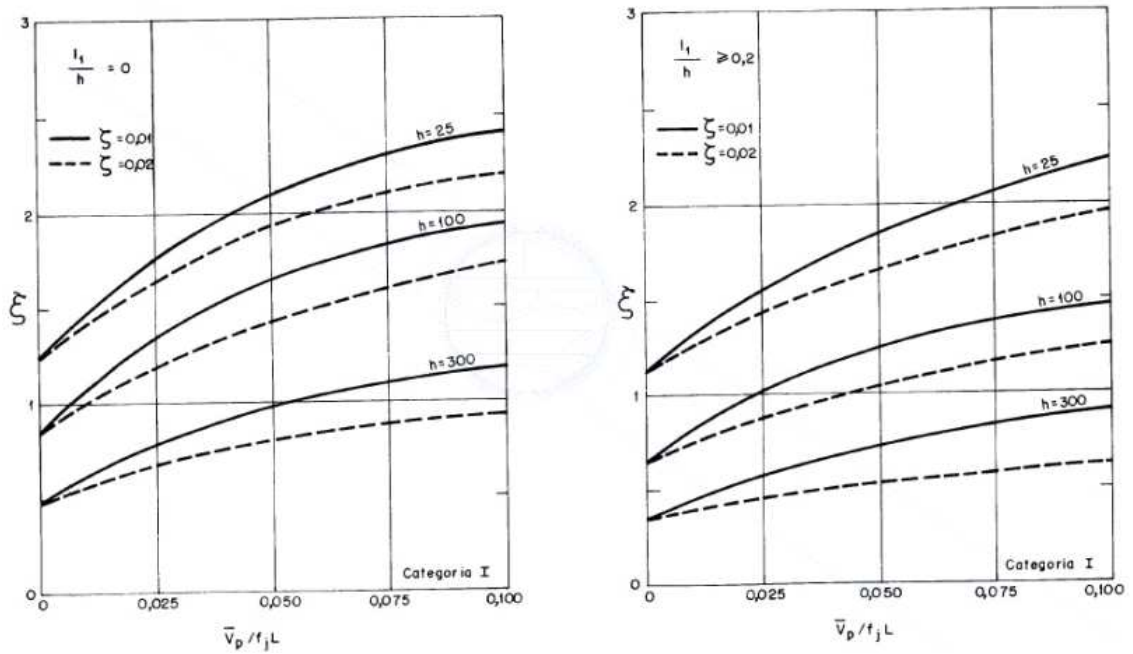
O expoente p e o coeficiente b dependem da categoria de rugosidade do terreno, conforme tabela 7. O coeficiente de amplificação dinâmica ξ , função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ζ , da frequência f é dado pelos gráficos das figuras 10 a 14, para as cinco categorias de rugosidade de terreno consideradas nesta Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35).

Tabela 7 – Expoente p e parâmetro b

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

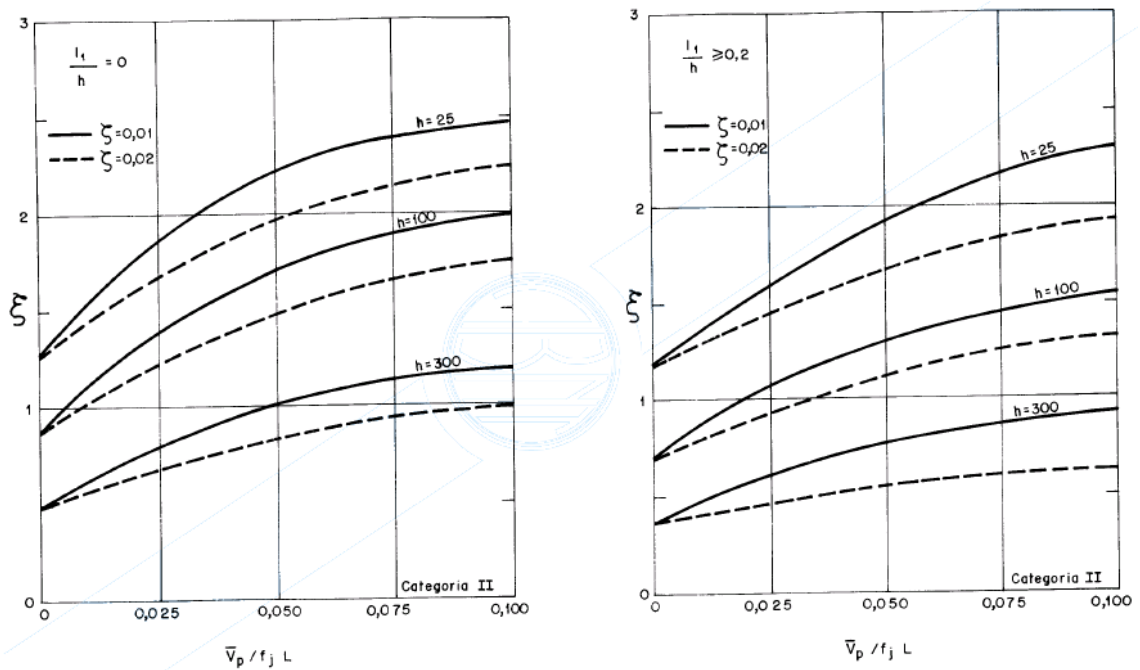
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 36)

Figura 10 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria I
($L = 1800$ m; h em metros)



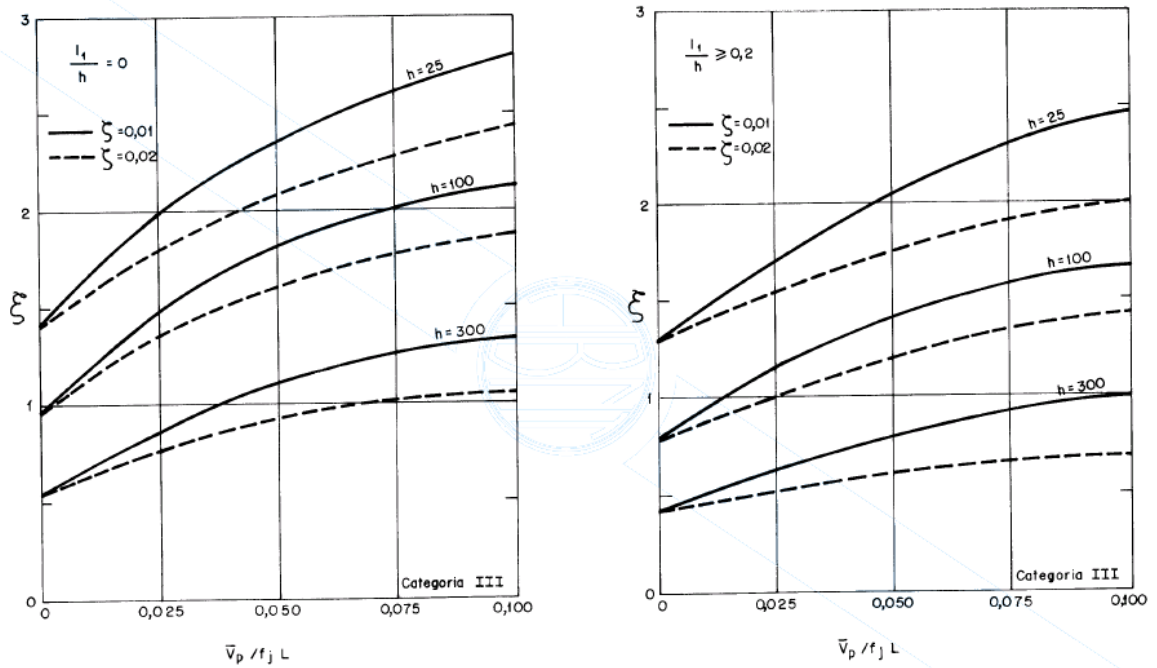
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 37)

Figura 11 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria II
($L = 1800$ m; h em metros)



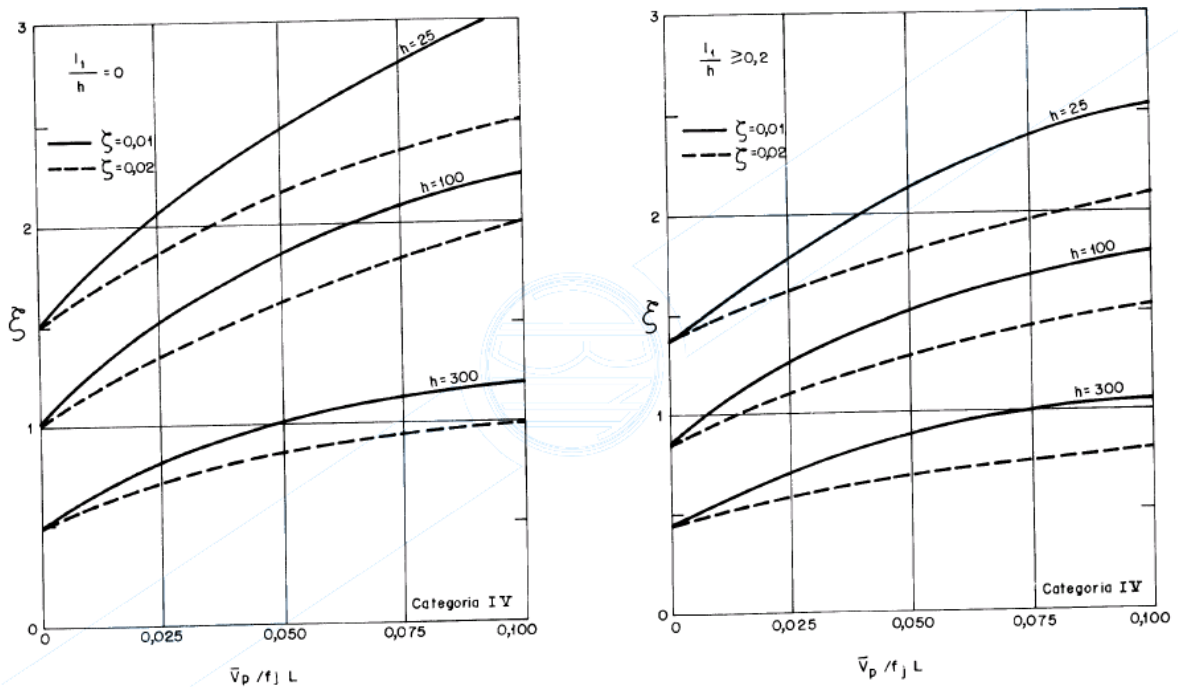
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 37)

Figura 12 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria III
($L = 1800$ m; h em metros)



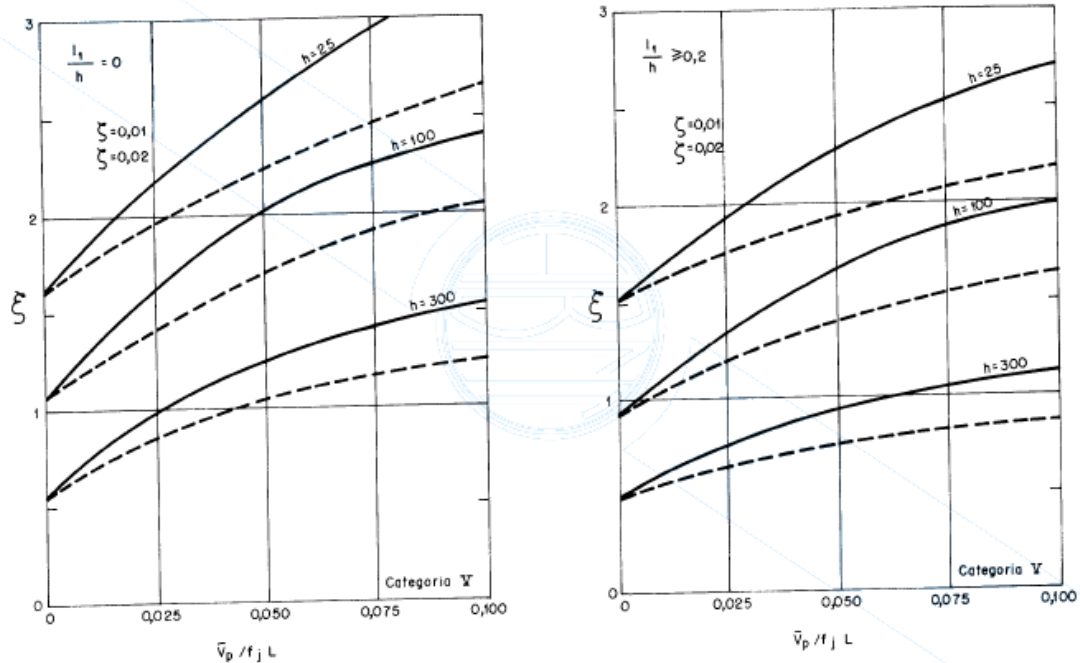
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 37)

Figura 13 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria IV
($L = 1800$ m; h em metros)



(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 37)

Figura 14 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ para terreno de categoria V
($L = 1800$ m; h em metros)



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 37)

Conforme a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35), “A pressão $q(z)$ é uma função contínua da altura z sobre o terreno. A força estática equivalente, que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento, por unidade de altura resulta igual a $q(z) l_1 C_a$, sendo l_1 a largura ou o diâmetro da edificação.”.

4.2.2 Modelo discreto

No modelo discreto é necessária à determinação das contribuições modais e a combinação dessas.

4.2.2.1 Contribuições Modais

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 36) determina que para cada modo de vibração j , com componentes $(x_i)_i = x_i$, a força total X_i devida ao vento na direção da coordenada i é dada por:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (\text{equação 12})$$

Na qual a força média \bar{X}_i é igual a:

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (\text{equação 13})$$

Onde:

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

b, p indicados na tabela 2.

A componente flutuante \hat{X}_i é dada por:

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i \quad (\text{equação 14})$$

sendo:

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (\text{equação 15})$$

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad (\text{equação 16})$$

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

Onde:

m_0 : massa arbitrária de referência (o maior valor de massa entre os níveis);

A_0 : área arbitrária de referência;

ξ : coeficiente de amplificação dinâmica.

4.2.2.2 Combinação das Contribuições Modais

Conforme Nascimento (2002, p. 45), “Pode-se combinar as soluções obtidas através do critério da raiz quadrada da soma dos quadrados. Ou seja, após a obtenção da resposta para cada modo j ($j = 1, 2, \dots, r$), devem ser determinadas todas as variáveis de interesse associadas a cada modo.”.

Segundo a NBR 6123 indicando com Q_j uma variável estática qualquer (força, momento fletor, tensão, etc.), ou geométrica (deformação, deslocamento, giro), correspondente ao modo j , a superposição de efeitos é calculada por (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 36):

$$\hat{Q} = \left[\sum_{j=1}^r \widehat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (\text{equação 18})$$

Porém, esta equação somente poderá ser aplicada quando as frequências naturais f_j ($j = 1, \dots, r$) estiverem significativamente espaçadas, ou seja, quando não existirem frequências muito próximas.

5 A ESTRUTURA ANALISADA

Neste capítulo serão apresentados dados que caracterizam a torre e que serão utilizados para o desenvolvimento das análises estática e dinâmica.

5.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

A estrutura estudada é uma torre autoportante treliçada com 100 m de altura e seção transversal triangular com 9,25 m de abertura de base e 1,5 m de abertura de topo, composta por perfis cantoneira, conforme projeto apresentado no anexo A . Esta torre é uma estrutura existente fabricada pela empresa Bimetal, localizada no município de Grão Mogol, situado ao norte do estado de Minas Gerais em uma região rural, que visa o suporte de antenas de telecomunicações.

As dimensões das peças constituintes da estrutura foram retiradas do relatório de campo realizado pela equipe de vistoria da empresa EML Engenharia de Eletromontagens Ltda. Os comprimentos das peças são medidos de furo a furo. A disposição e quantidade de antenas existentes na estrutura assim como a quantidade e as dimensões da esteira de cabos também foram verificadas em campo. Na tabela 8 estão relacionadas as antenas existentes na estrutura e suas respectivas alturas.

Tabela 8 – Antenas existentes na estrutura

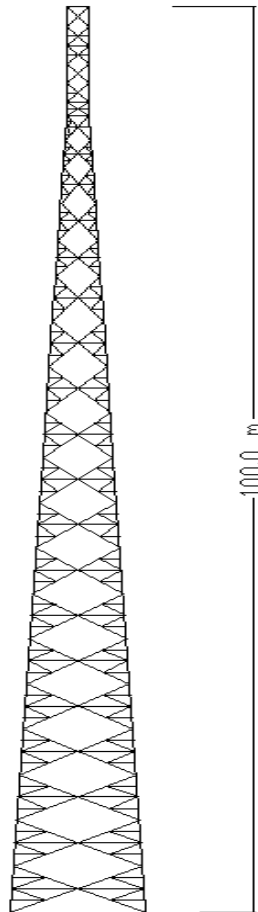
Antenas existentes	Dimensões	Altura(m)	Tipo	Operadora	Quant.	Área (m ²)
MW RHHMOR	2,4	98,4	MW	VIVO	1	4,52
LBX-9012DS-VTM	1295x267	97,1	RF	VIVO	3	1,04
MW FALFAL 2	1,2	49,5	MW	VIVO	1	1,13
MW GGLGGL 1	1,2	23,6	MW	VIVO	1	1,13

(fonte: elaborado pela autora)

A torre foi subdividida em 21 módulos de comprimentos variados para fins de cálculos. As ligações entre peças são parafusadas e entre montantes além dos parafusos existe um reforço

com chapas de ligação. A figura 15 apresenta uma representação simplificada da silhueta da estrutura.

Figura 15 – Representação da silhueta da estrutura



(fonte: elaborado pela autora)

A análise dinâmica depende de uma distribuição correta das massas adicionais na torre, o que significa que é necessário saber a massa de elementos de ligação como das chapas e parafusos, das plataformas e escada, e das barras de contraventamentos. Desta forma, teve-se a preocupação na correta distribuição das massas na estrutura.

Não foram realizadas análises da fundação, visto que não havia dados sobre as mesmas. Apesar disto, levou-se em consideração que a fundação foi projetada para esforços condizentes com a resistência admissível dos montantes da torre. Desta forma, admitiu-se a hipótese de que o modelo utilizado na análise estrutural está apoiado sobre uma base rígida. Para uma análise precisa seriam necessários os projetos da fundação e a sondagem geotécnica do local.

5.2 CARGAS ATUANTES NA ANÁLISE ESTÁTICA

A determinação das forças atuantes na estrutura é dada pelo somatório do conjunto de forças que atuam na mesma, ou seja, além das forças de vento na própria estrutura, são consideradas as cargas de vento sobre as antenas e sobre a esteira de cabos ao longo da torre. As cargas geradas, devidas à ação do vento, são determinadas a partir das equações e parâmetros da NBR 6123, descritas no capítulo 3.

A partir do mapa das isopletras de vento (figura 4) determinou-se a velocidade básica de 30 m/s para a região estudada. O cálculo da velocidade característica engloba os parâmetros S_1 , S_2 e S_3 e foi calculada para cada módulo da estrutura. Adotou-se o valor de 1,10 para o fator topográfico S_1 . O parâmetro S_2 foi classificado como categoria III e classe C, e como depende da variação da velocidade do vento com a altura e das dimensões da edificação seus valores também variam par cada módulo. O fator estatístico S_3 , conforme tabela 3, foi classificado como grupo 1 com valor de 1,10.

Determinado V_k referente a cada bloco, foram calculados os valores das pressões dinâmicas pela equação 4. O valor do coeficiente de arrasto é estabelecido em função do índice de área exposta. Este índice é definido pela divisão da área total das peças do módulo pela área total do módulo. Por fim, calculou-se o valor da força de arrasto sobre a área total do treliçamento e montantes do módulo. A tabela 9 apresenta os valores para cada item descrito anteriormente.

Tabela 9 – Força de arrasto sobre a estrutura e esteira de cabos para análise estática

Ponto de aplicação (m)	Peça	Comp (mm)	Larg (mm)	Área efetiva (m ²)	S_2	q (N/m ²)	C_a	F_a (N)
	T1	10.199	90	1,84		Área Contorno (m ²) 46,49	Ø 0,12	991
	T2	2.134	60	0,26				
	T3	2.458	60	0,29				
	T4	8.831	101,6	0,90				
	T5	2.541	60	0,30				
	T6	2.155	60	0,26				
	Mont	5.156	152,4	1,57				
2,7			Total =	5,42	0,82	530	2,85	8228

continua

continuação

Ponto de aplicação (m)	Peça	Comp (mm)	Larg (mm)	Área efetiva (m ²)	S ₂	q (N/m ²)	C _a	F _a (N)
7,78	S1	9.791	90	1,76	0,86	Área Contorno (m ²) 43,78	Ø 0,12	1079
	S2	2.034	50,8	0,21				
	S3	2.370	60	0,28				
	S4	8.383	90	0,75				
	S5	2.450	60	0,29				
	S6	2.057	50	0,21				
	Mont	5.116	152,4	1,56				
Total =				5,07				8434
12,8	R1	9.350	90	1,68	0,91	Área Contorno (m ²) 40,33	Ø 0,12	1167
	R2	1.918	50	0,19				
	R3	2.252	50	0,23				
	R4	7.949	90	0,72				
	R5	2.330	50	0,23				
	R6	1.955	50	0,20				
	Mont	4.966	152,4	1,51				
Total =				4,76				8865
17,75	Q1	8.990	90	1,62	0,94	Área Contorno (m ²) 38,40	Ø 0,12	1275
	Q2	1.821	50	0,18				
	Q3	2.172	50	0,22				
	Q4	7.507	90	0,68				
	Q5	2.223	50	0,22				
	Q6	1.821	50	0,18				
	Mont	5.001	152,4	1,52				
Total =				4,62				9257
22,75	P1	8.623	75	1,29	0,97	Área Contorno (m ²) 36,23	Ø 0,11	1344
	P2	1.721	44,45	0,15				
	P3	2.085	50,8	0,21				
	P4	7.067	75	0,53				
	P5	2.127	50,8	0,22				
	P6	1.714	44,45	0,15				
	Mont	5.005	152,4	1,53				
Total =				4,08				8728
27,75	O1	8.274	75	1,24	0,99	Área Contorno (m ²) 34,02	Ø 0,11	1412
	O2	1.603	44,45	0,14				
	O3	1.990	50,8	0,20				
	O4	6.615	75	0,50				
	O5	2.024	50,8	0,21				
	O6	1.600	44,45	0,14				
	Mont	641	152,4	0,20				
Mont	4.363	127	1,11					
Total =				3,73				8385

continua

continuação

Ponto de aplicação (m)	Peça	Comp (mm)	Larg (mm)	Área efetiva (m ²)	S ₂	q (N/m ²)	C _a	F _a (N)
32,8	N1	7.918	75	1,19	1,01	Área Contorno (m ²) 31,73	Ø 0,11	1461
	N2	1.491	44,45	0,13				
	N3	1.895	50,8	0,19				
	N4	6.174	65	0,40				
	N5	1.928	50,8	0,20				
	N6	1.488	44,45	0,13				
	Mont	4.988	127	1,27				
Total =				3,51				8179
37,8	M1	7.573	75	1,14	1,03	Área Contorno (m ²) 29,62	Ø 0,12	1510
	M2	1.398	38,1	0,11				
	M3	1.818	44,45	0,16				
	M4	5.734	60	0,34				
	M5	1.831	44,45	0,16				
	M6	1.374	38,1	0,10				
	M7	2.726	44,45	0,12				
Mont	5.005	127	1,27					
Total =				3,41				8169
42,8	L1	7.249	75	1,09	1,04	Área Contorno (m ²) 27,43	Ø 0,12	1559
	L2	1.297	38,1	0,10				
	L3	1.739	44,45	0,15				
	L4	5.333	65	0,35				
	L5	1.764	44,45	0,16				
	L6	1.298	38,1	0,10				
	Mont	5.006	127	1,27				
Total =				3,21				7914
47,75	K1	6.931	65	0,90	1,06	Área Contorno (m ²) 25,13	Ø 0,12	1589
	K2	1.187	38,1	0,09				
	K3	1.660	44,45	0,15				
	K4	4.892	60	0,29				
	K5	1.665	44,45	0,15				
	K6	1.182	38,1	0,09				
	K7	2.280	38,1	0,09				
Mont	4.987	127	1,27					
Total =				3,02				7610
52,75	J1	6.629	63,5	0,84	1,07	Área Contorno (m ²) 23,08	Ø 0,12	1638
	J2	1.071	38,1	0,08				
	J3	1.578	38,1	0,12				
	J4	4.451	50,8	0,23				
	J5	1.579	38,1	0,12				
	J6	1.081	38,1	0,08				
	Mont	5.019	127	1,27				
Total =				2,75				7080

continua

continuação

Ponto de aplicação (m)	Peça	Comp (mm)	Larg (mm)	Área efetiva (m ²)	S ₂	q (N/m ²)	Ca	F _a (N)
	I1	6.341	65	0,82		Área Contorno (m ²) 20,76	Ø 0,13	1667
	I2	981	38,1	0,07				
	I3	1.511	38,1	0,12				
	I4	4.009	50,8	0,20				
	I5	1.484	38,1	0,11				
	I6	964	38,1	0,07				
	Mont	4.992	127	1,27				
57,75			Total =	2,67	1,08	922	2,81	6963
	H1	6.072	65	0,79		Área Contorno (m ²) 18,60	Ø 0,14	1697
	H2	960	38,1	0,07				
	H3	1.446	38,1	0,11				
	H4	3.567	50,8	0,18				
	H5	1.400	38,1	0,11				
	H6	864	38,1	0,07				
	Mont	5.004	127	1,27				
62,8			Total =	2,60	1,09	941	2,78	6816
	G1	5.816	60	0,70		Área Contorno (m ²) 16,42	Ø 0,14	1736
	G2	763	38,1	0,06				
	G3	1.387	38,1	0,11				
	G4	3.137	44,45	0,14				
	G5	1.318	38,1	0,10				
	G6	756	38,1	0,06				
	G7	1.413	38,1	0,05				
	Mont	1.636	127	0,42				
	Mont	3.372	101,6	0,69				
67,8			Total =	2,31	1,10	961	2,78	6168
	F1	4.768	60	0,57		Área Contorno (m ²) 11,48	Ø 0,15	1392
	F2	651	38,1	0,05				
	F3	1.118	38,1	0,09				
	F4	2.734	44,45	0,12				
	F5	1.073	38,1	0,08				
	F6	648	38,1	0,05				
	Mont	3.983	101,6	0,81				
72,3			Total =	1,77	1,11	971	2,74	4717
	F7	4.574	50	0,46		Área Contorno (m ²) 10,12	Ø 0,16	1422
	F8	571	38,1	0,04				
	F9	1.081	38,1	0,08				
	F10	2.380	44,45	0,11				
	F11	999	38,1	0,08				
	F12	560	38,1	0,04				
	Mont	3.996	101,6	0,81				
76,3			Total =	1,62	1,12	991	2,72	4344

continua

continuação

Ponto de aplicação (m)	Peça	Comp (mm)	Larg (mm)	Área efetiva (m ²)	S ₂	q (N/m ²)	C _a	F _a (N)
80,3	E1	4.407	60	0,53	1,12	Área Contorno (m ²) 8,74	Ø 0,19	1442
	E2	481	38,1	0,04				
	E3	1.034	38,1	0,08				
	E4	2.027	38,1	0,08				
	E5	940	38,1	0,07				
	E6	483	38,1	0,04				
	Mont	4.012	101,6	0,82				
Total =				1,65	1000	2,64	4325	
83,74	D1	3.385	44,45	0,30	1,13	Área Contorno (m ²) 5,52	Ø 0,21	1069
	D2	403	38,1	0,03				
	D3	766	38,1	0,06				
	D4	1.723	38,1	0,07				
	D5	713	38,1	0,05				
	D6	401	38,1	0,03				
	Mont	2.947	101,6	0,60				
Total =				1,14	1010	2,58	2962	
86,68	C1	3.013	44,45	0,27	1,13	Área Contorno (m ²) 4,52	Ø 0,25	1020
	C2	301	38,1	0,02				
	C3	785	38,1	0,06				
	C4	1.467	38,1	0,06				
	C5	622	38,1	0,05				
	C6	390	38,1	0,03				
	C7	1.139	50,8	0,06				
	Mont	2.789	101,6	0,57				
Total =				1,11	1020	2,46	2775	
91,56	B1	1.854	44,45	0,16	1,14	Área Contorno (m ²) 8,47	Ø 0,22	2089
	B2	1.358	38,1	0,05				
	B3	1.358	38,1	0,05				
	B4	2.484	44,45	0,22				
	B5	679	38,1	0,03				
	B6	2.484	44,45	0,22				
	Mont	5.647	101,6	1,15				
Total =				1,88	1030	2,53	4913	
96,7	A1	2.480	44,45	0,22	1,15	Área Contorno (m ²) 9,53	Ø 0,23	2383
	A2	1.358	38,1	0,05				
	A3	1.358	38,1	0,05				
	A4	2.484	44,45	0,22				
	A5	1.358	38,1	0,05				
	A6	2.484	44,45	0,22				
	A7	1.358	50,8	0,07				
	Mont	6.353	101,6	1,29				
Total =				2,18	1040	2,51	5707	

(fonte: elaborado pela autora)

O cálculo das cargas geradas pelas antenas foi realizado seguindo o mesmo procedimento adotado para a estrutura, na tabela 10 estão relacionados os valores das forças para cada antena existente, assim como para a reserva deixada para um posterior acréscimo de antenas pela operadora de telefonia celular.

Tabela 10 – Força de arrasto sobre as antenas para análise estática

Antenas existentes	Dimensões	Altura (m)	Quant.	Área (m ²)	S ₂	q (N/m ²)	C _a	F _a (N)
MW RHHMOR	2,4	98,4	1	4,52	1,15	1050	1,6	7571
LBX-9012DS-VTM	1295x267	97,1	3	1,04	1,15	1040	1,2	1294
MW FALFAL 2	1,2	49,5	1	1,13	1,06	892	1,6	1618
MW GGLGGL 1	1,2	23,6	1	1,13	0,98	755	1,6	1363

Previsão	Dimensões	Altura (m)	Quant.	Área (m ²)	S ₂	q (N/m ²)	C _a	F _a (N)
Reserva Técnica	3m ²	100	1	3,00	1,15	1050	1	3148

(fonte: elaborado pela autora)

5.3 CARGAS ATUANTES NA ANÁLISE DINÂMICA

Ao contrário do que ocorre na determinação das forças para a análise estática, o procedimento de cálculo da resposta dinâmica pelo método discreto da NBR 6123 envolve a frequência natural de vibração da torre, a massa correspondente de cada módulo, a velocidade de projeto (V_p), o deslocamento dos nós de influência da estrutura (x_i) e o coeficiente de amplificação dinâmica (ξ). A carga dinâmica na estrutura é dada pelo somatório da força média com a componente flutuante e são determinadas conforme equações apresentadas no subitem 4.2.2 do capítulo 4.

A velocidade de projeto (V_p), dada pela equação 8, resultou em 25m/s e conforme a equação 11 o valor da pressão dinâmica é de 384,6 N/m². A partir do *software* STRAP, determinaram-se os três primeiros modos de vibração da estrutura, porém para simplificação dos cálculos, foi considerado somente o primeiro modo de vibração. Desta forma, levaram-se em consideração os deslocamentos horizontais do primeiro modo para a realização deste estudo. O coeficiente de amplificação dinâmica (ξ) de 1,30 foi retirado da figura 12, que determina valores para terrenos de categoria III. O expoente p e o parâmetro b para categoria de rugosidade III são respectivamente 0,185 e 0,86 conforme tabela 7. A tabela 11 apresenta de

forma detalhada os valores das forças referentes a cada módulo da estrutura, nestas forças estão inclusas a contribuição do esteiramento e a força de arrasto aplicada nas antenas da estrutura.

Tabela 11 –Força de arrasto sobre a estrutura, esteira de cabos e antenas para análise dinâmica

z (m)	x_i	A (m²)	M (kg)	Ca	\bar{X}_l (N)	\widehat{X}_l (N)	X_i (N)
2,700	0,00034	6,970	1494	2,85	3481	13	3494
7,780	0,00477	6,600	1414	2,85	4876	175	5050
12,800	0,01299	6,250	1319	2,85	5551	444	5995
17,750	0,02496	6,120	1453	2,84	6113	940	7053
22,750	0,04100	6,710	1370	2,86	7398	1455	8854
27,750	0,06109	5,040	913	2,87	6002	1445	7447
32,800	0,08604	5,010	840	2,87	6347	1873	8219
37,800	0,11584	4,910	1175	2,85	6510	3527	10036
42,800	0,15058	4,710	785	2,85	6538	3063	9601
47,750	0,19048	5,650	873	2,84	8139	4308	12447
52,750	0,23533	4,260	576	2,84	6367	3512	9879
57,750	0,28663	4,170	534	2,81	6377	3966	10342
62,800	0,34448	4,100	522	2,78	6398	4659	11057
67,800	0,40863	3,320	641	2,78	5330	6786	12116
72,300	0,47174	2,970	321	2,74	4812	3923	8736
76,300	0,53432	2,820	296	2,72	4627	4098	8725
80,300	0,60244	2,060	301	2,64	3343	4698	8042
83,740	0,66500	2,020	173	2,58	3254	2981	6235
86,680	0,72073	1,940	166	2,46	3018	3100	6118
91,560	0,82066	3,580	376	2,53	5845	7995	13840
96,700	0,93097	12,650	740	2,51	20909	17849	38758
Totais:	1,9703	101,860	16282	-	131235	80808	212043

(fonte: elaborado pela autora)

5.4 MODELAGEM

O modelo da torre para estudo no programa computacional STRAP 12.5 foi desenvolvido com o auxílio do *software* AutoCAD 2006 e discretizado em elementos de barras. O modelo é um pórtico espacial formado pelas treliças da torre.

Para cada conjunto de cantoneiras de mesma bitola atribuiu-se cores diferentes, deste modo pode-se designar propriedades geométricas a estas peças, quando o modelo é importado para o STRAP. As análises estática e dinâmica foram realizadas utilizando o mesmo modelo,

variando somente as cargas aplicadas. Primeiramente utilizaram-se as forças determinadas para a análise estática e posteriormente as cargas dinâmicas. As componentes das forças de arrasto utilizadas no carregamento da estrutura foram extraídas a partir da multiplicação de F_a pelos fatores apresentados na tabela 4 seguindo as hipóteses de cálculo para torres triangulares equiláteras.

6 ANÁLISE MODAL

A análise modal pode ser considerada o passo inicial para o estudo da resposta dinâmica em estruturas. Tem por objetivo a determinação das suas frequências naturais e dos seus modos de vibração. Conforme a NBR 6123 sugere, a retenção de um único modo de vibração é usualmente suficiente para garantir uma precisão adequada dos resultados neste tipo de estrutura.

O *software* STRAP 12.5, através desta análise, fornece a frequência natural em Hz de cada modo de vibração do modelo. A tabela 12 apresenta as três primeiras frequências e períodos fundamentais obtidos.

Tabela 12 – Frequências e períodos fundamentais

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Período Fundamental (s)
1	0,8509	1,17526
2	0,9127	1,0956
3	2,4892	0,40174

(fonte: elaborado pela autora)

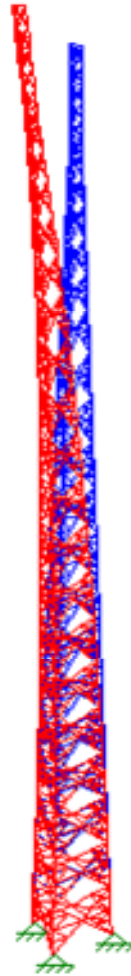
Devido ao fato da frequência do primeiro modo de vibração ser a mais baixa e corresponder ao maior período de vibração, estes valores foram os utilizados na análise dinâmica. As figuras 16, 17 e 18 mostram os três primeiros modos de vibração correspondentes às três frequências naturais obtidas.

Figura 16 – Primeiro modo de vibração da estrutura



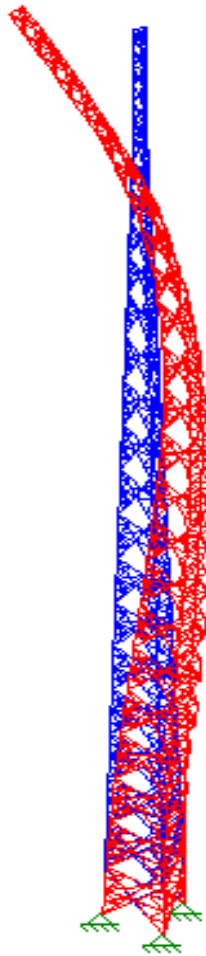
(fonte: software STRAP 12.5)

Figura 17 – Segundo modo de vibração da estrutura



(fonte: software STRAP 12.5)

Figura 18 – Terceiro modo de vibração da estrutura



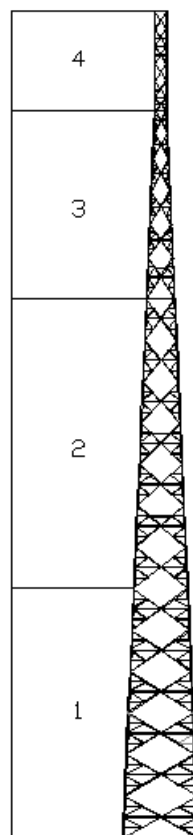
(fonte: software STRAP 12.5)

7 RESULTADOS E COMPARAÇÃO DAS ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA

Após a discretização e determinação das componentes das forças de arrasto através dos dois métodos de análise, foi efetuado o carregamento da estrutura no software de análise estrutural STRAP 12.5. O método de cálculo do programa baseia-se na envoltória de combinações dos carregamentos.

Conforme a figura 19, subdividiu-se a estrutura em quatro regiões para a apresentação dos resultados. O trecho inclinado foi separado em três campos, inferior, intermediário e superior. Em função de o trecho reto possuir o maior número de antenas instaladas foi analisado separadamente.

Figura 19 – Divisão da estrutura em regiões



(fonte: elaborado pela autora)

Pelo número excessivo de barras e para que a verificação não se torne extenuante, serão apresentados valores comparativos das solicitações nominais referentes às excitações estáticas e dinâmicas para duas peças de cada região da torre. As peças foram escolhidas aleatoriamente, podendo existir outras com valores superiores aos apresentados. A tabela 13 exhibe os valores encontrados.

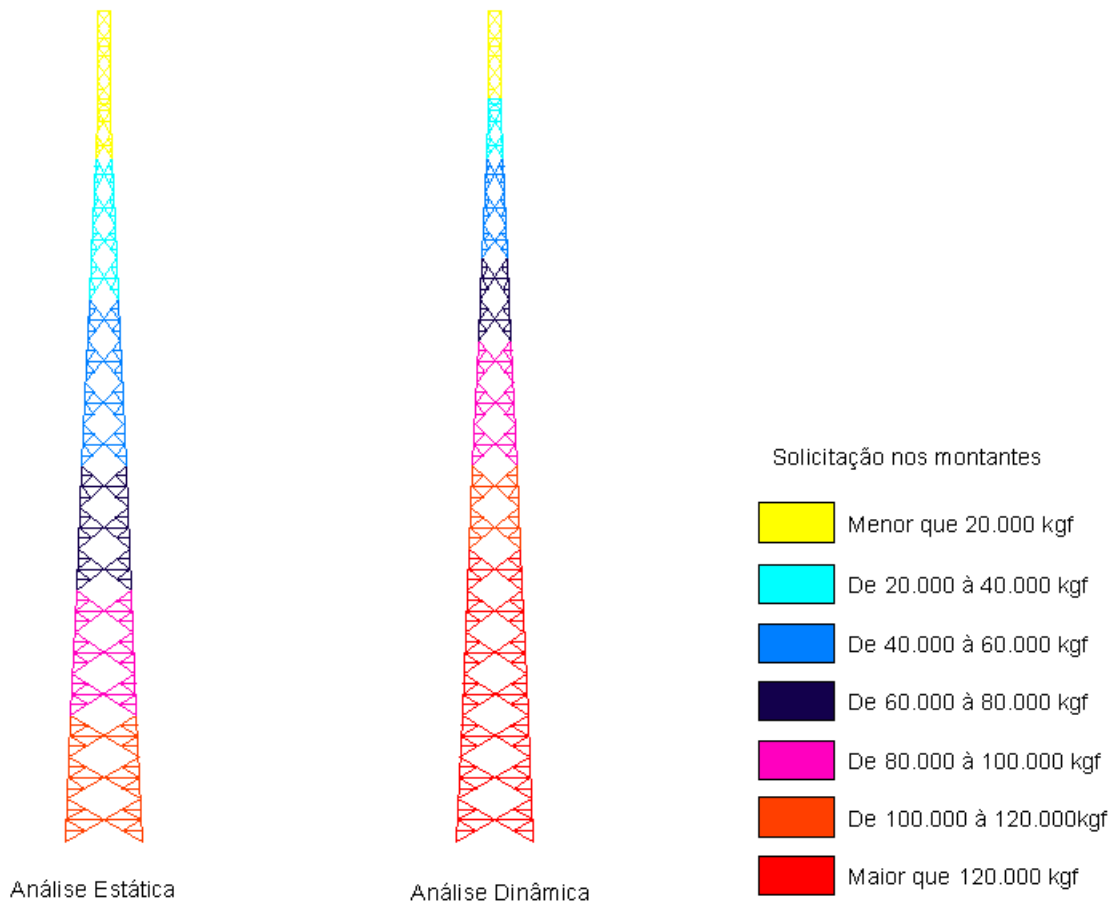
Tabela 13 – Comparação das solicitações referentes às análises estática e dinâmica

Regiões	Altura (m)	Peça	Solicitação (kgf) Análise estática	Solicitação (kgf) Análise dinâmica	Dinâmica/Estática
1	2	Diagonal	4200	4600	109,52%
			119000	168000	141,18%
2	55	Diagonal	2600	4700	180,77%
			53900	92000	170,69%
3	87	Diagonal	2200	4000	181,82%
			15300	29200	190,85%
4	97	Diagonal	780	1900	243,59%
			480	850	177,08%

(fonte: elaborado pela autora)

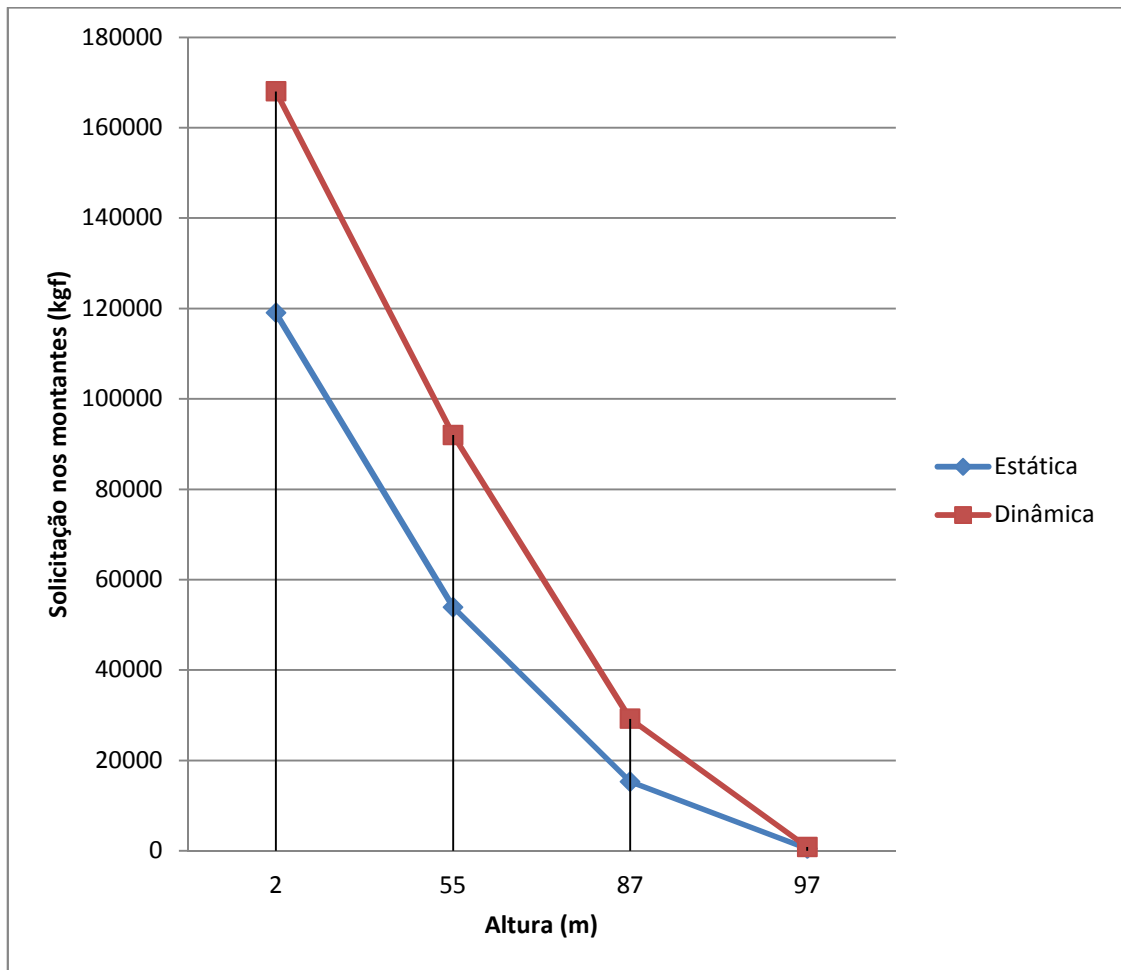
Pode-se observar que para as quatro regiões estudadas os valores mais significativos das solicitações se dão nos montantes da estrutura, pois estas peças são as principais responsáveis pela resistência global da torre. Contudo, as solicitações apresentadas nas barras diagonais da estrutura também tiveram valores consideráveis, isto porque estas peças são as responsáveis pela transferência dos esforços horizontais no sistema estrutural da torre. Algumas peças, como as barras de contraventamento, resultaram em valores bem inferiores às peças citadas anteriormente, mas isso não significa que podem ser desprezadas no momento da verificação da sua resistência. A figura 20 apresenta uma comparação das solicitações nos montantes, pelos dois métodos de cálculo.

Figura 20 – Comparação das solicitações nos montantes



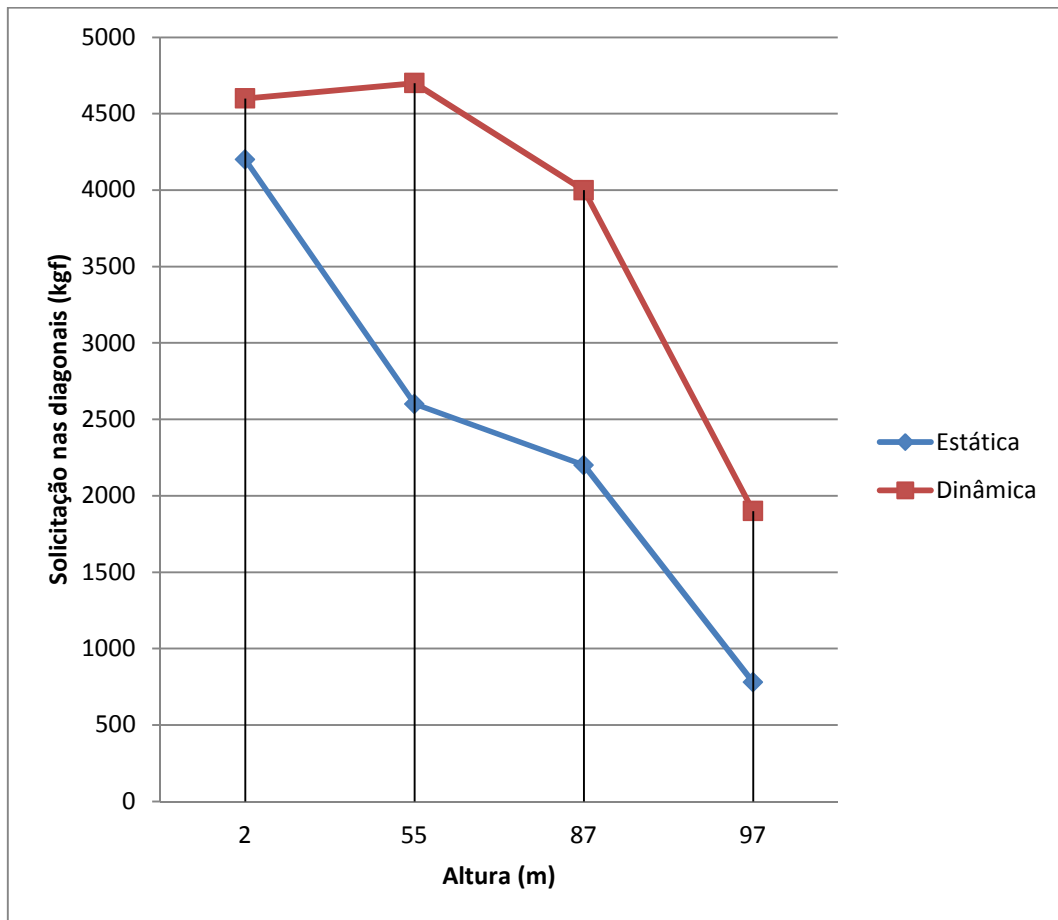
Através da comparação dos resultados obtidos, tanto na tabela 13 quanto na figura 20, é possível verificar um acréscimo importante no valor das solicitações, em todas as regiões, quando efetuada a análise dinâmica da estrutura. A região 4, referente ao trecho reto, é o menos solicitado pelos dois tipos de análise realizados, no entanto é onde se observam as maiores amplificações das solicitações, isso ocorre devido ao fato do maior número de antenas estar concentrado nesta porção da torre e ela constituir a parte mais estreita da estrutura. As figuras 21 e 22 apresentam em forma de gráfico os resultados das solicitações na estrutura para montantes e diagonais para os dois métodos de análise.

Figura 21 – Solicitações nos montantes da estrutura



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 22 – Solicitação nas diagonais da estrutura



(fonte: elaborado pela autora)

Analisando estes resultados verifica-se que as solicitações geradas pela análise dinâmica superam os resultados dos procedimentos de cálculo adotados para o método estático convencional. Ao contrário do que é habitualmente realizado, as resistências das peças deverão ser calculadas a partir das solicitações alcançadas pelo método dinâmico de cálculo.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o objetivo de verificar o comportamento de uma torre metálica autoportante, submetida aos carregamentos de vento conforme metodologia proposta pela NBR 6123, este estudo ofereceu uma interessante comparação entre os métodos estático e dinâmico. Os resultados obtidos desta análise demonstram que não há como dispensar o estudo da parcela dinâmica para este tipo de estrutura.

O fato da torre não ter entrado em colapso com as forças aplicadas, geradas pela análise dinâmica, pode estar ligado à consideração de velocidades de vento excedidas em média uma vez a cada 50 anos nos processos de cálculo propostos pela NBR 6123 ou pelos altos coeficientes de segurança empregados no cálculo do dimensionamento da estrutura. Pode-se assumir que frequentes perdas de sinal ou falhas na comunicação com outras antenas estão diretamente ligadas à vibração excessiva causada pelas forças de vento aplicadas na mesma, porém isso só poderá ser confirmado pelo método de cálculo dos estados limites de serviço

Não fez parte deste estudo calcular as resistências das peças para esta estrutura, porém ao contrário do que habitualmente seria realizado, estas deverão ser calculadas a partir das solicitações alcançadas pelo método dinâmico de cálculo, verificando-se assim, quais as peças necessitariam de reforço estrutural.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BLESSMANN, J. **O Vento na Engenharia Estrutural**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

_____. **Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1998.

BRASIL. Ministério das Comunicações. Agência Nacional de Telecomunicações. **Brasil fecha 2010 com 202,9 milhões de celulares**. Brasília, DF, 2011. Disponível em: <<http://www.anatel.gov.br/Portal/exibirPortalInternet.do>>². Acesso em: 16 abr. 2011

CARRIL JÚNIOR, C. F. **Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações**. 2000. 143 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

LOREDO-SOUZA, A. M.; PALUCH, M. J.; RIPPEL, L. I.; SILVA, A. O. Determinação dos Coeficientes de Arrasto Aerodinâmico em Torres Treliçadas de Transmissão. In: KRIPKA, M.; CHAMBERLAIN, Z. M. (Org.). **Novos Estudos e Pesquisas em Construção Metálica**. Passo Fundo: Ed. Universidade de Passo Fundo, 2008. p. 76-118.

MENIN, R. C. G. **Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Estaiadas**. 2002. 139 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

NASCIMENTO, F. O. D. A. **Análise de Estruturas Metálicas de Torres Treliçadas Autoportantes para Telecomunicações**. 2002. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.

PITTA, J. A. A. **Ações Devidas ao Vento em Edifícios de Andares Múltiplos, Edifícios com Coberturas do Tipo Shed e do Tipo Duas Águas com Lanternim**. 1987. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987.

_____. **Ações Devidas ao Vento em Edificações**. São Carlos: EdUFSCar, 2001.

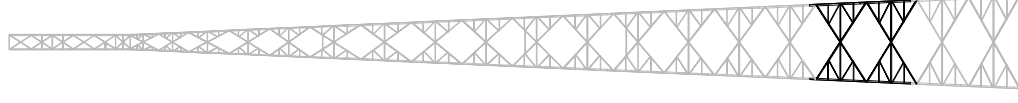
² Selecionar <mais notícias> e localizar texto pela data e nome de publicação pelos botões próximo ou anterior.

ANEXO A – Projeto da torre autoportante

NOTAS GERAIS:

Listagem Cantoneiras

- R1 - 90x6.0mm
- R2 - 50x4.0mm
- R3 - 50x4.0mm
- R4 - 90x6.0mm
- R5 - 50x4.0mm
- R6 - 50x4.0mm
- Q1 - 90x6.0mm
- Q2 - 50x4.0mm
- Q3 - 50x4.0mm
- Q4 - 90x6.0mm
- Q5 - 50x4.0mm
- Q6 - 50x4.0mm



RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

FURO	PARAFUSO
Ø14	Ø1/2"
Ø18	Ø5/8"
Ø22	Ø3/4"
Ø24	Ø7/8"

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307
5. A torre e simetrica em relacao ao centro

REVISAO	DATA	DESCRIÇÃO	LISTA DE PRANCHAS

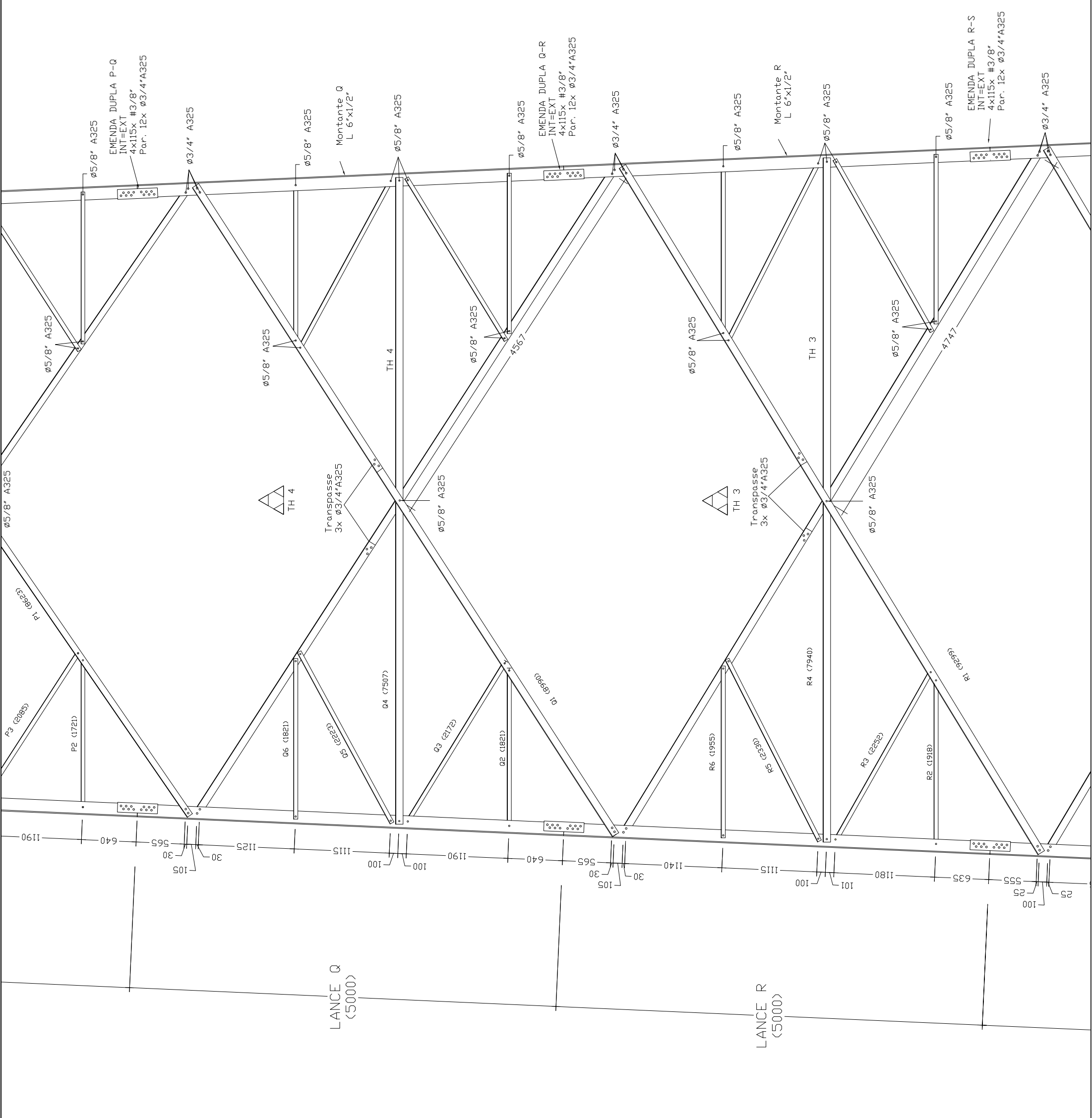
ANÁLISE CONTRATADA	
NOME:	RES.P. TÉCNICO
VISTO:	CREA



OBRA: EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA
 ENDEREÇO: INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA

TÍTULO: VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m - GRÃO MOGOL-MG
 DETALHAMENTO LATERAL - LANCE R-Q

ESCALA: sem escala
 DIMENSÕES: mm
 FOLHA: 02/10
 CÓDIGO:



NOTAS GERAIS:

Listagem Cantoneiras

- N1 - 75x5,0mm
- N2 - 1 3/4"x1/8"
- N3 - 2"x1/8"
- N4 - 65x4,0mm
- N5 - 2"x1/8"
- N6 - 1 3/4"x1/8"
- M1 - 75x5,0mm
- M2 - 1 1/2"x1/8"
- M3 - 1 3/4"x1/8"
- M4 - 60x4,0mm
- M5 - 1 3/4"x1/8"
- M6 - 1 1/2"x1/8"
- M7 - 1 1/2"x1/8"

RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

- FURO PARAFUSO
- Ø14 ----- Ø1/2"
 - Ø18 ----- Ø5/8"
 - Ø22 ----- Ø3/4"
 - Ø24 ----- Ø7/8"

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307.
5. A torre e simetrica em relacao ao centro

REVISAO	DATA	DESCRIÇÃO	LISTA DE PRANCHAS

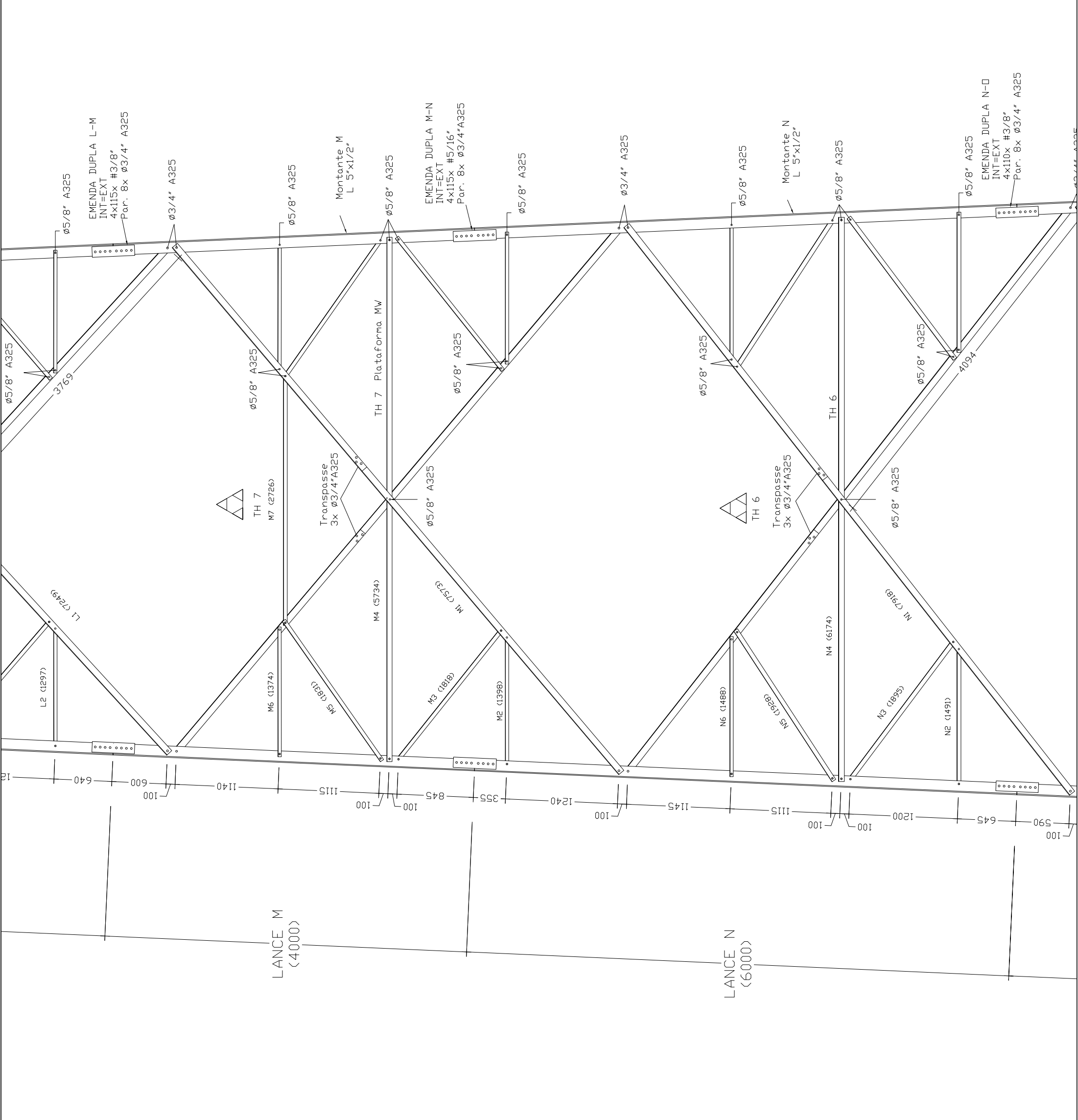
ANÁLISE CONTRATADA	
NOME:	
VISTO:	
RESP. TÉCNICO	
PROJ:	
DES :	
VERIF:	
APROV:	



OBRA: EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA
INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA

TÍTULO: VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m - GRÃO MOGOL-MG
DETALHAMENTO LATERAL - LANCE N-M

ESCALA: sem escala DIMENSÕES: mm FOLHA: 04/10 CÓDIGO:



NOTAS GERAIS:

Listagem Cantoneiras

- L1 - 75x5,0mm
- L2 - 1 1/2"x1/8"
- L3 - 1 3/4"x1/8"
- L4 - 65x4,0mm
- L5 - 1 3/4"x1/8"
- L6 - 1 1/2"x1/8"
- K1 - 65x4,0mm
- K2 - 1 1/2"x1/8"
- K3 - 1 3/4"x1/8"
- K4 - 60x4,0mm
- K5 - 1 3/4"x1/8"
- K6 - 1 1/2"x1/8"
- K7 - 1 1/2"x1/8"

RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

- FURO PARAFUSO
- Ø14 ----- Ø1/2"
- Ø18 ----- Ø5/8"
- Ø22 ----- Ø3/4"
- Ø24 ----- Ø7/8"

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307.
5. A torre e simetrica em relacao ao centro

REVISAO	DATA	DESCRIÇÃO	LISTA DE PRANCHAS

ANÁLISE CONTRATADA	
NOME:	
VISTO:	
RESP. TÉCNICO	CREA
PROJ:	
DES :	
VERIF:	
APROV:	



EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA
INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS
ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA

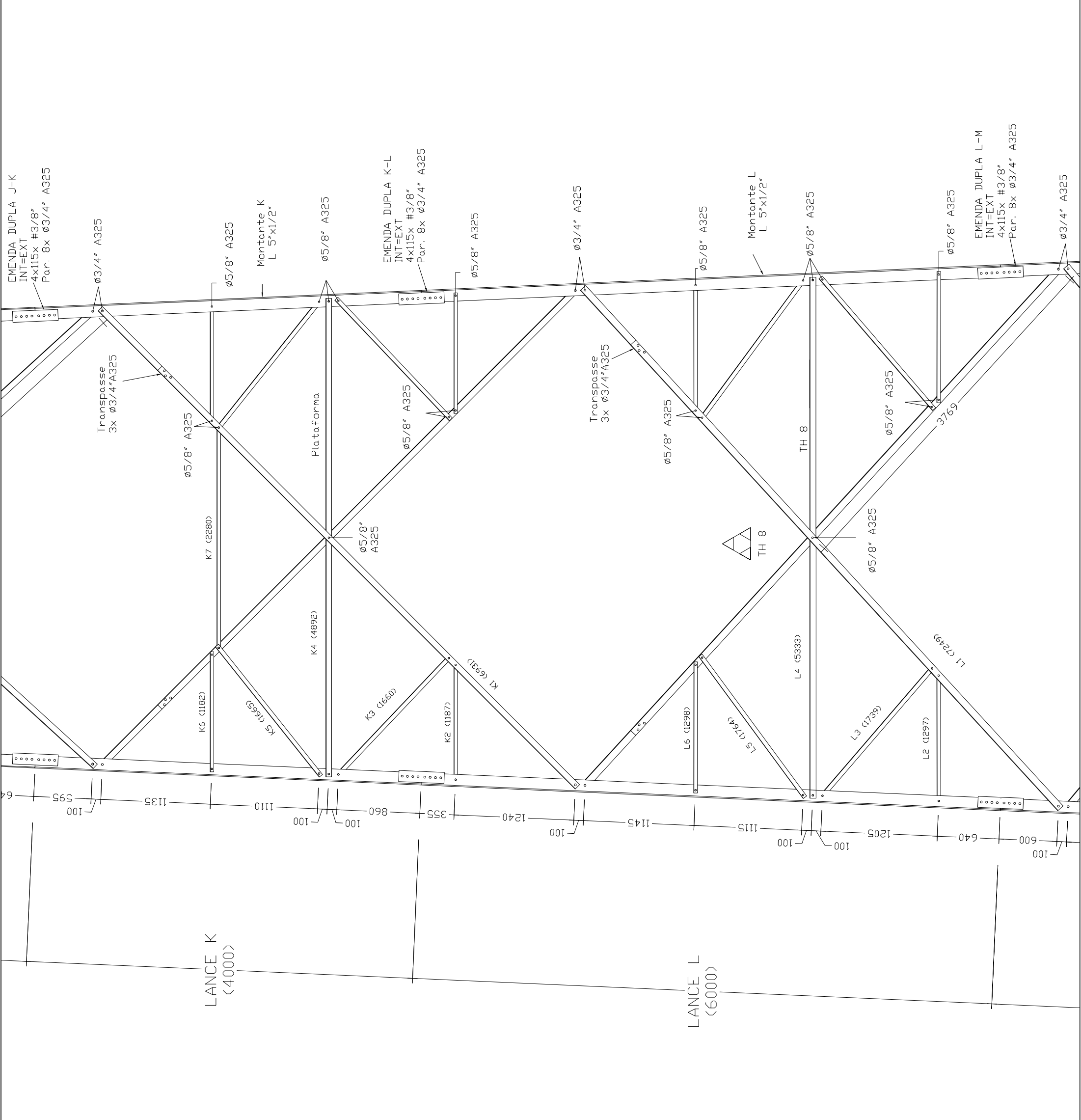
OBRA:

ENDEREÇO:

TÍTULO:

VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m -
GRÃO MOGOL-MG
DETALHAMENTO LATERAL - LANCE L-K

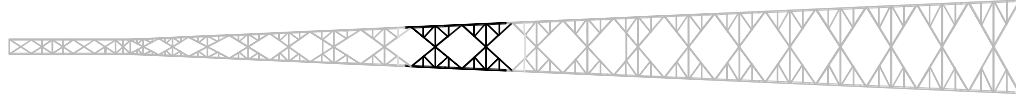
ESCALA: sem escala	DIMENSÕES: mm	FOLHA: 05/10	CÓDIGO:
--------------------	---------------	--------------	---------



NOTAS GERAIS:

Listagem Cantoneiras

- J1 - 2 1/2"x3/16"
- J2 - 1 1/2"x1/8"
- J3 - 1 1/2"x1/8"
- J4 - 2"x1/8"
- J5 - 1 1/2"x1/8"
- J6 - 1 1/2"x1/8"
- I1 - 65x4,0mm
- I2 - 1 1/2"x1/8"
- I3 - 1 1/2"x1/8"
- I4 - 2"x1/8"
- I5 - 1 1/2"x1/8"
- I6 - 1 1/2"x1/8"



RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

FURO	PARAFUSO
Ø14	Ø1/2"
Ø18	Ø5/8"
Ø22	Ø3/4"
Ø24	Ø7/8"

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307.
5. A torre e simetrica em relacao ao centro

REVISAO	DATA	DESCRICOAO	LISTA DE PRANCHAS

ANÁLISE CONTRATADA	
NOME:	
VISTO:	
RESP. TÉCNICO	CREA
PROJ:	
DES :	
VERIF:	
APROV:	

EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA
 INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS
 ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA

OBRA:

ENDEREÇO:

TÍTULO:

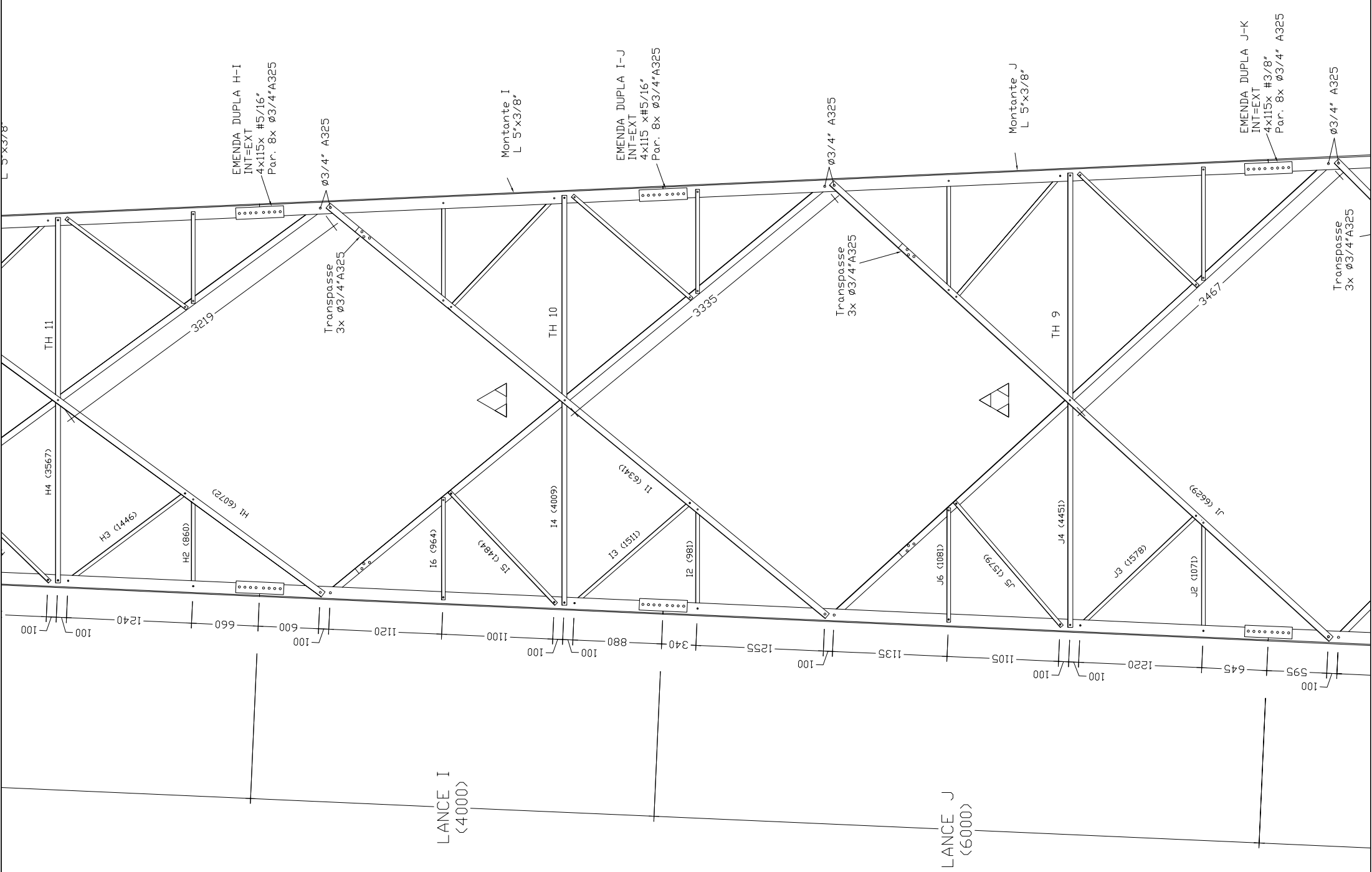
VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m -
 GRÃO MOGOL-MG
 DETALHAMENTO LATERAL - LANCE J-I

ESCALA: sem escala

DIMENSÕES: mm

FOLHA: 06/10

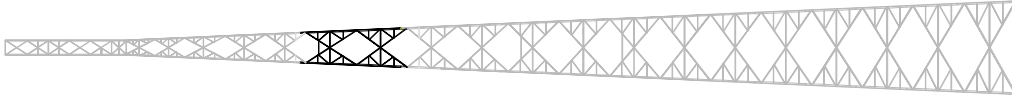
CODIGO:



NOTAS GERAIS:

Listagem Cantoneiras

- H1 - 65x4.0mm
- H2 - 1 1/2"x1/8"
- H3 - 1 1/2"x1/8"
- H4 - 2"x1/8"
- H5 - 1 1/2"x1/8"
- H6 - 1 1/2"x1/8"
- G1 - 60x4.0mm
- G2 - 1 1/2"x1/8"
- G3 - 1 1/2"x1/8"
- G4 - 1 3/4"x1/8"
- G5 - 1 1/2"x1/8"
- G6 - 1 1/2"x1/8"
- G7 - 1 1/2"x1/8"



RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

- FURO PARAFUSO
- ø14 ----- ø1/2"
- ø18 ----- ø5/8"
- ø22 ----- ø3/4"
- ø24 ----- ø7/8"

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307.
5. A torre e simetrica em relacao ao centro

REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	LISTA DE PRANCHAS

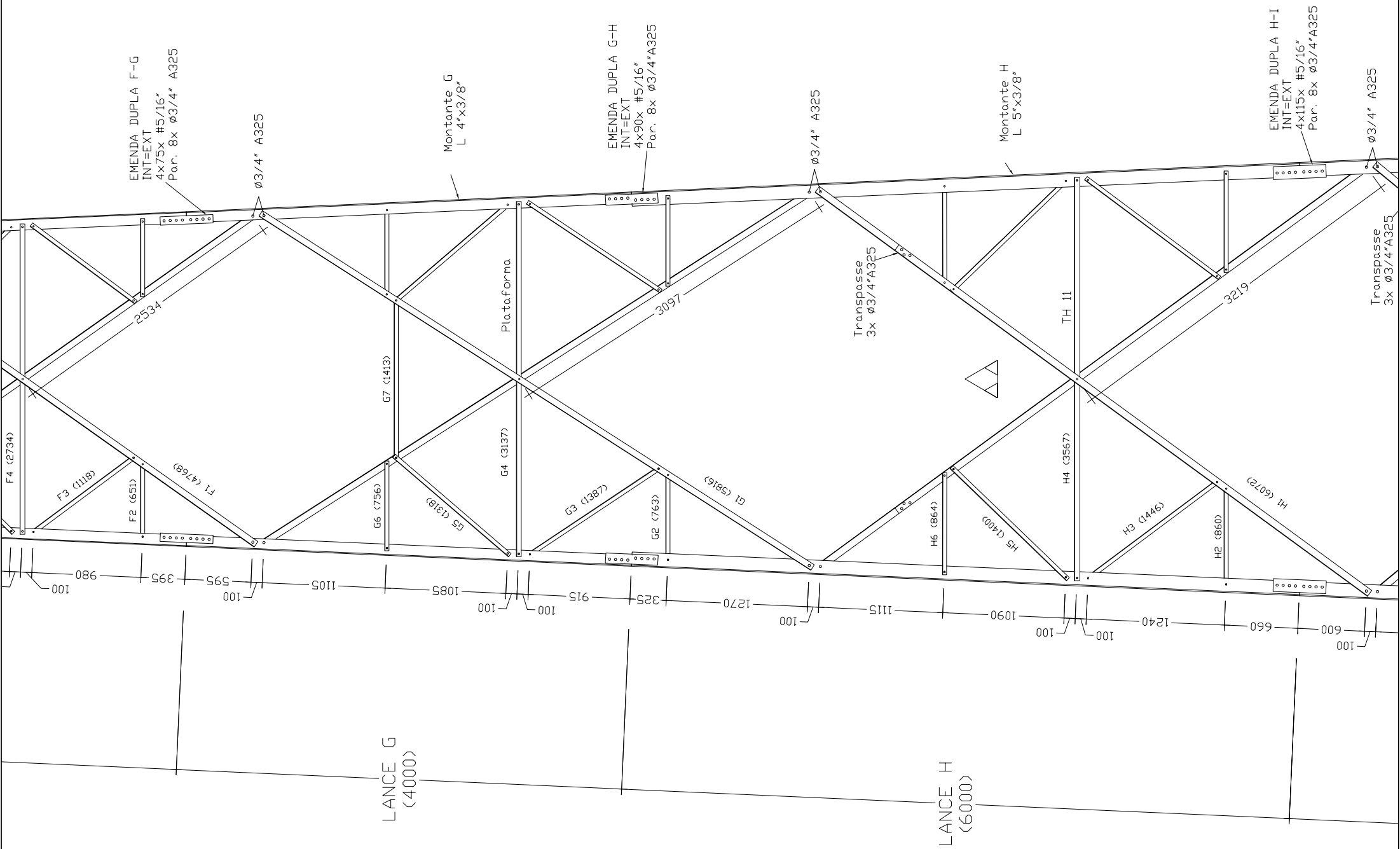
ANÁLISE CONTRATADA	
NOME:	
VISTO:	
RESP. TÉCNICO	
PROJ:	
DES :	
VERIF:	
APROV:	
EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA	
INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA	
CREA	

OBRAS:

ENDEREÇO:

TÍTULO: VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m - GRÃO MOGOL-MG
DETALHAMENTO LATERAL - LANCE H-G

ESCALA: sem escala DIMENSÕES: mm FOLHA: 07/10 CÓDIGO:



NOTAS GERAIS:

Listagem Cantoneiras

- F1 - 60x4.0mm
- F2 - 1 1/2"x1/8"
- F3 - 1 1/2"x1/8"
- F4 - 1 3/4"x1/8"
- F5 - 1 1/2"x1/8"
- F6 - 1 1/2"x1/8"
- F7 - 50x4.0mm
- F8 - 1 1/2"x1/8"
- F9 - 1 1/2"x1/8"
- F10 - 1 3/4"x1/8"
- F11 - 1 1/2"x1/8"
- F12 - 1 1/2"x1/8"

- E1 - 60x4.0mm
- E2 - 1 1/2"x1/8"
- E3 - 1 1/2"x1/8"
- E4 - 1 1/2"x1/8"
- E5 - 1 1/2"x1/8"
- E6 - 1 1/2"x1/8"

RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

- | | |
|------|-------------|
| FURO | PARAFUSO |
| ø14 | ----- ø1/2" |
| ø18 | ----- ø5/8" |
| ø22 | ----- ø3/4" |
| ø24 | ----- ø7/8" |

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307.
5. A torre e simetrica em relacao ao centro

REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	LISTA DE PRANCHAS

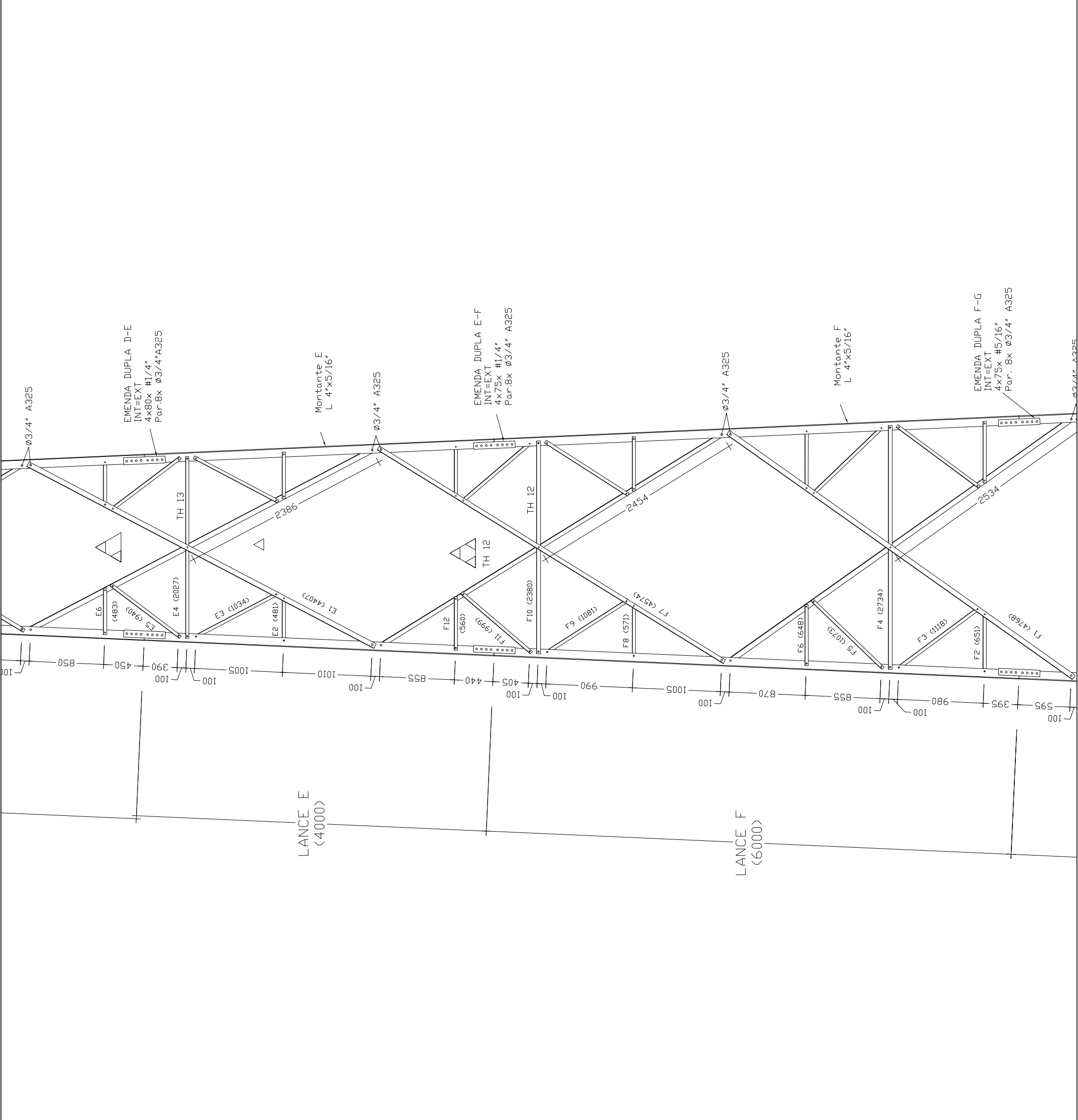
ANÁLISE CONTRATADA			
NOME:			
VISTO:			
RESP. TÉCNICO		CREA	
PROJ:			
DES :			
VERIF:			
APROV:			



OBRA: EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA
INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA
ENDEREÇO:

TÍTULO: VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m - GRÃO MOGOL-MG
DETALHAMENTO LATERAL - LANCE F-E

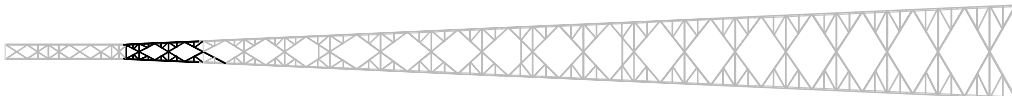
ESCALA: sem escala DIMENSÕES: mm FOLHA: 08/10 CÓDIGO:



NOTAS GERAIS:

JListagem Cantoneiras

- D1 - 1 3/4"x1/8"
- D2 - 1 1/2"x1/8"
- D3 - 1 1/2"x1/8"
- D4 - 1 1/2"x1/8"
- D5 - 1 1/2"x1/8"
- D6 - 1 1/2"x1/8"
- C1 - 1 3/4"x1/8"
- C2 - 1 1/2"x1/8"
- C3 - 1 1/2"x1/8"
- C4 - 1 1/2"x1/8"
- C5 - 1 1/2"x1/8"
- C6 - 1 1/2"x1/8"



RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

- FURO PARAFUSO
- ø14 ----- ø1/2"
- ø18 ----- ø5/8"
- ø22 ----- ø3/4"
- ø24 ----- ø7/8"

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307.
5. A torre e simetrica em relacao ao centro

REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	LISTA DE PRANCHAS

ANÁLISE CONTRATADA	
NOME:	RESP. TÉCNICO
VISTO:	CREA



EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA
 INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS
 ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA

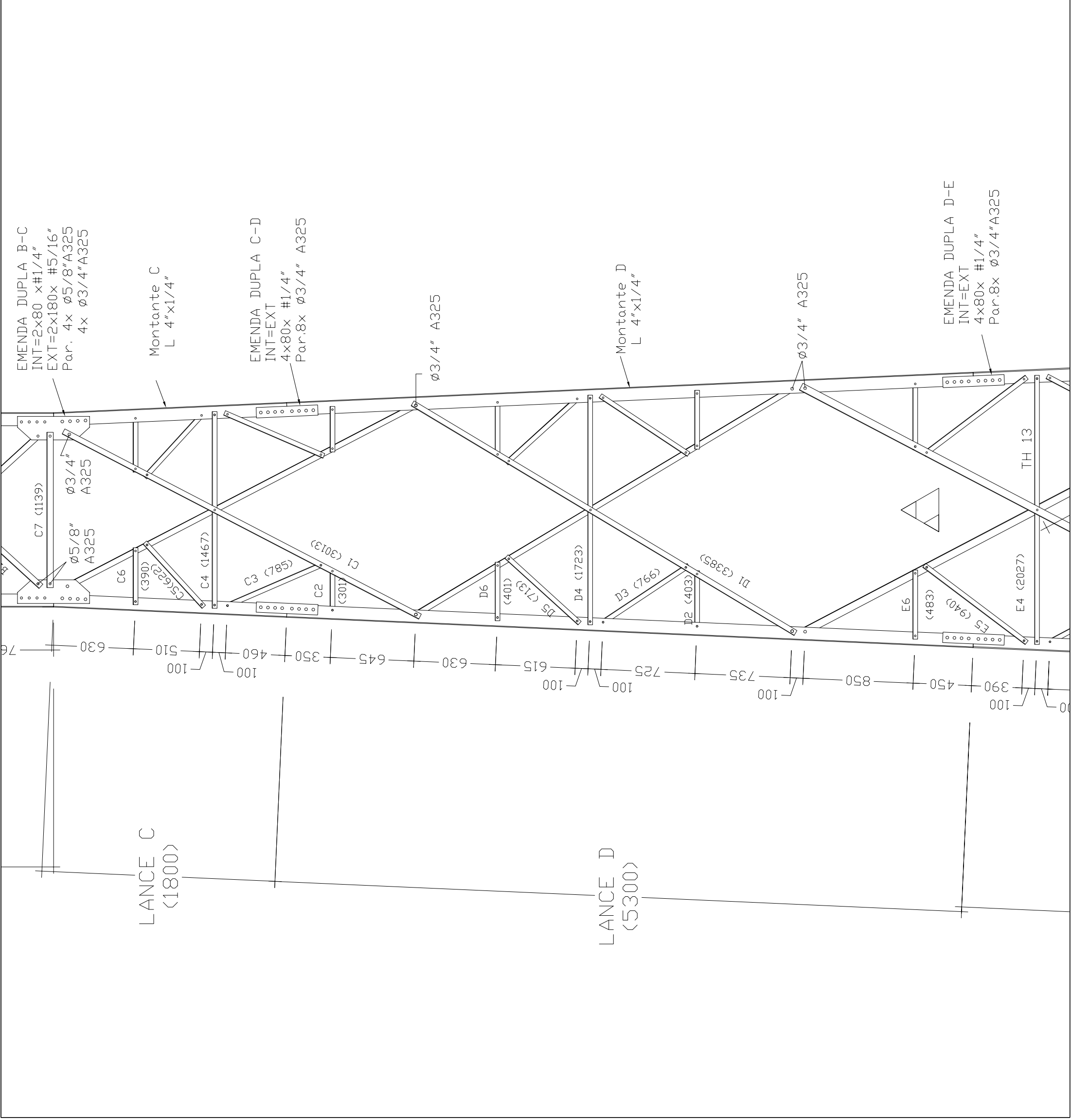
OBRA:

ENDEREÇO:

TÍTULO:

VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m -
 GRÃO MOGOL-MG
 DETALHAMENTO LATERAL - LANCE C-D

ESCALA: sem escala	DIMENSÕES: mm	FOLHA: 09/10	CÓDIGO:
--------------------	---------------	--------------	---------



NOTAS GERAIS:

Listagem Cantoneiras

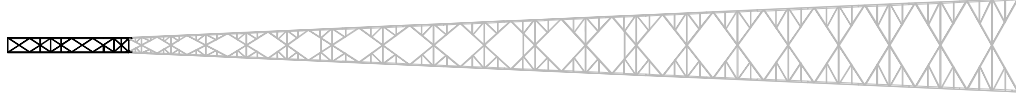
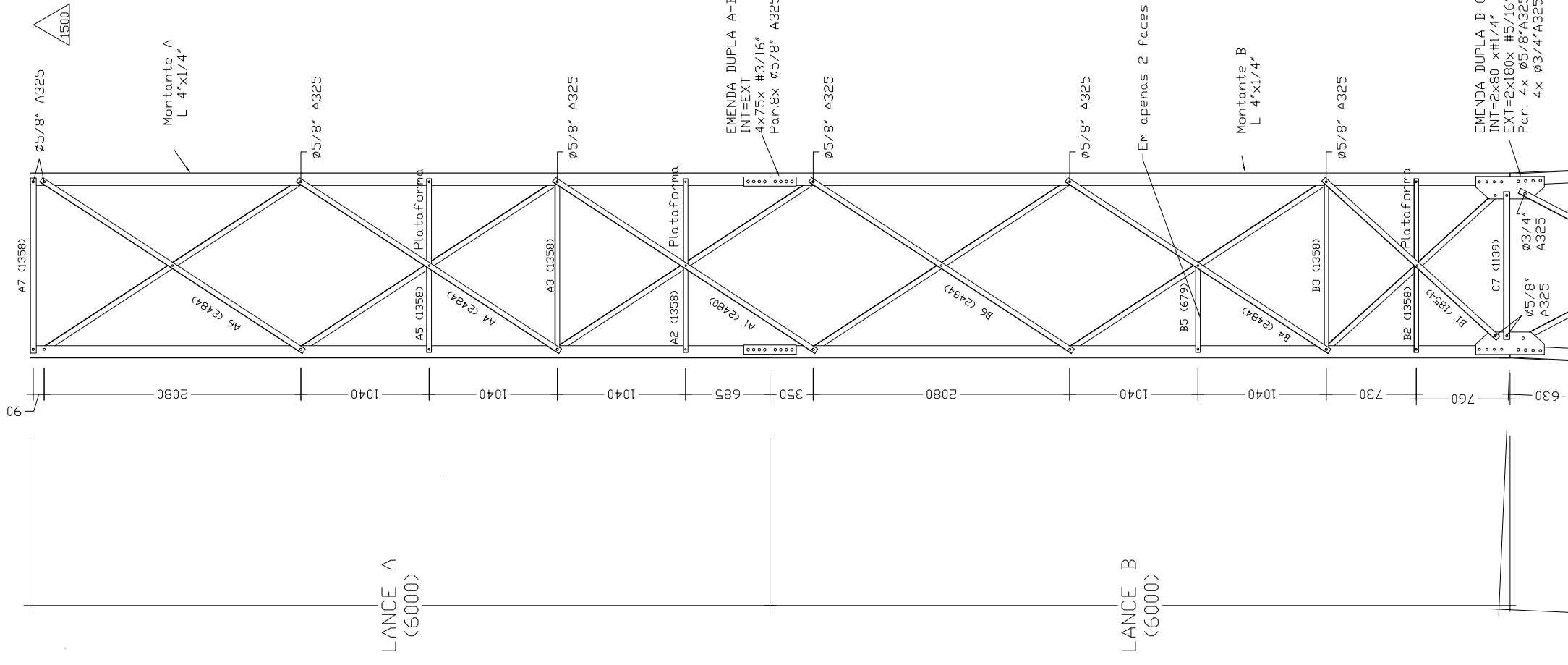
- B1 - 1 3/4"x1/8"
- B2 - 1 1/2"x1/8"
- B3 - 1 1/2"x1/8"
- B4 - 1 3/4"x1/8"
- B5 - 1 1/2"x1/8"
- B6 - 1 3/4"x1/8"
- A1 - 1 3/4"x1/8"
- A2 - 1 1/2"x1/8"
- A3 - 1 1/2"x1/8"
- A4 - 1 3/4"x1/8"
- A5 - 1 1/2"x1/8"
- A6 - 1 3/4"x1/8"
- A7 - 2"x1/8"

RELAÇÃO FURO-PARAFUSO:

- FURO PARAFUSO
- ø14 ----- ø1/2"
- ø18 ----- ø5/8"
- ø22 ----- ø3/4"
- ø24 ----- ø7/8"

LEGENDA:

1. Cotas - distancia de furo a furo
2. Dimensoes em milimetros
3. Linha do furo no meio da aba da cantoneira
4. Parafusos não indicados, 1/2" padrão ASTM A307.
5. A torre e simetrica em relacao ao centro



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO	LISTA DE PRANCHAS

ANÁLISE CONTRATADA	
NOME:	
VISTO:	
RESP. TÉCNICO	
PROJ:	
DES :	
VERIF:	
APROV:	

EML
 EML-ENGENHARIA DE ELETROMONTAGENS LTDA
 INDUSTRIA DE EQUIPAMENTOS
 ANTICORROSIVOS PROTETOR LTDA

OBRA:	
ENDEREÇO:	

TÍTULO:
VDC-VALE DAS CANCELAS - 100m -
GRÃO MOGOL-MG
DETALHAMENTO LATERAL - LANCE B-A

ESCALA:	sem escala	DIMENSÕES:	mm	FOLHA:	10/10	CODIGO:	
---------	------------	------------	----	--------	-------	---------	--