

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**

**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO**  
**EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

**DISSERTAÇÃO PARA OBTENÇÃO DO**  
**GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA DE**  
**ESTRUTURAS**

**2004**

RONALDO AZEVEDO CHAVES

Fundações de Torres de Linhas de Transmissão e de  
Telecomunicação

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas

Universidade Federal de Minas Gerais  
Belo Horizonte, 30 de abril de 2004

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO E DE  
TELECOMUNICAÇÃO”**

Ronaldo Azevedo Chaves

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora

---

Prof. Sebastião Salvador Real Pereira  
DEES-UFMG – (Orientador)

---

Prof. Alcebíades de Vasconcellos Filho  
DEES-UFMG

---

Prof. Cláudio Henrique Carvalho Silva  
UFV

Belo Horizonte, 30 abril de 2004

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, pelo exemplo.

À minha esposa, pelo companheirismo.

Aos meus filhos, pela compreensão.

# SUMÁRIO

## Apresentação

<b>1 Introdução</b> .....	1
<b>1.1 Histórico</b> .....	1
1.1.1 Os Projetos de Linhas de Transmissão no Brasil .....	2
<b>1.2 Objetivo da Dissertação</b> .....	6
<b>1.3 Apresentação da Dissertação</b> .....	7
<b>2 Conhecimento do Problema</b> .....	8
<b>2.1 Implantação de Linhas de Transmissão</b> .....	8
<b>2.2 Aspectos Construtivos com Vistas ao Impacto Ambiental</b> .....	9
<b>3 Tipos de Torres</b> .....	14
<b>3.1 Quanto ao Sistema Estrutural</b> .....	15
<b>3.2 Quanto à sua Função na Linha</b> .....	18
<b>3.3 Outros Tipos Usuais de Torres</b> .....	20
<b>4 Carregamentos nas Torres</b> .....	22
<b>4.1 Cargas Verticais</b> .....	23
<b>4.2 Esforços de Tração Axial nos Cabos</b> .....	25
4.2.1 Cargas Transversais .....	27
4.2.2 Cargas Longitudinais .....	28
<b>4.3 Ações do Vento</b> .....	30
4.3.1 Ação do Vento segundo a NBR 5422 .....	30
4.3.1.1 Velocidade básica do vento .....	31
4.3.1.2 Velocidade do vento de projeto .....	33
4.3.2 Cálculo da Ação do Vento .....	36
4.3.2.1 Ação de vento nos cabos .....	36



6.2.3.1.3 Porosidade .....	69
6.2.3.1.4 Grau de saturação .....	69
6.2.3.1.5 Peso específico .....	70
6.2.3.1.6 Peso específico dos grãos sólidos .....	71
6.2.3.1.7 Obtenção dos índices físicos .....	71
6.2.3.2 Características mecânicas .....	71
6.2.3.2.1 Resistência ao cisalhamento dos solos .....	72
6.2.3.2.2 Compressibilidade do solo .....	74
6.2.3.2.3 Empuxos dos solos .....	76
6.2.4 Avaliação dos parâmetros do solo .....	78
6.2.5 Tensão admissível do solo .....	80
6.2.5.1 Tensão admissível através de fórmulas teóricas .....	81
6.2.5.1.1 Ocorrência do nível de água .....	90
6.2.5.2 Tensão admissível através de prova de carga .....	92
6.2.5.3 Tensão admissível através do SPT .....	92
6.2.6 Avaliação dos coeficientes de compressibilidade dos solos .....	94
<b>7 As Fundações – Processos de Cálculo .....</b>	<b>99</b>
7.1 Estruturas de Fundações Usuais .....	99
7.2 Tipos de Fundações – Noções Básicas de Equilíbrio .....	100
7.3 As Fundações – Estudo Individual – Procedimentos .....	101
7.3.1 Tubulões em solos .....	102
7.3.1.1 Aplicabilidade .....	102
7.3.1.2 Tipos e métodos construtivos .....	103
7.3.1.3 Geometria dos tubulões .....	106
7.3.1.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	107
7.3.1.4.1 Estudo da compressão .....	107
7.3.1.4.2 Estudo do arrancamento .....	109
7.3.1.4.3 Estudo do carregamento lateral .....	111
7.3.1.5 Dimensionamento .....	114
7.3.2 Tubulões em rocha .....	115

7.3.2.1	Aplicabilidade .....	116
7.3.2.2	Método construtivo .....	116
7.3.2.3	Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	117
7.3.2.3.1	Estudo da compressão e da tração .....	117
7.3.2.3.2	Estudo do carregamento lateral .....	118
7.3.2.4	Dimensionamento .....	120
7.3.3	Sapatas .....	120
7.3.3.1	Aplicabilidade .....	121
7.3.3.2	Método construtivo .....	121
7.3.3.3	Geometria das sapatas .....	122
7.3.3.4	Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	124
7.3.3.4.1	Estudo da compressão .....	125
7.3.3.4.2	Estudo do arrancamento (tração) .....	127
7.3.3.5	Dimensionamento .....	131
7.3.3.5.1	Dimensionamento do fuste .....	131
7.3.3.5.1.1	Flexão .....	131
7.3.3.5.1.2	Cisalhamento .....	132
7.3.3.5.1.3	Torção .....	133
7.3.3.5.2	Dimensionamento da base .....	133
7.3.3.5.2.1	Flexão .....	133
7.3.3.5.2.2	Cisalhamento e punção .....	134
7.3.4	Sapatas submersas .....	135
7.3.4.1	Aplicabilidade .....	135
7.3.4.2	Informações gerais .....	135
7.3.5	Blocos .....	136
7.3.5.1	Aplicabilidade .....	136
7.3.5.2	Método construtivo .....	136
7.3.5.3	Geometria dos blocos .....	137
7.3.5.4	Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	138
7.3.5.4.1	Estudo da compressão .....	138
7.3.5.4.2	Estudo do arrancamento (tração) .....	139



7.3.5.5 Dimensionamento .....	140
7.3.5.5.1 Dimensionamento do fuste .....	140
7.3.5.5.2 Dimensionamento da base .....	140
7.3.6 Blocos sobre estacas .....	142
7.3.6.1 Aplicabilidade .....	143
7.3.6.2 Método construtivo .....	143
7.3.6.3 Geometria dos blocos .....	144
7.3.6.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	148
7.3.6.4.1 Estudo da compressão e do arrancamento (tração) .....	149
7.3.6.5 Dimensionamento .....	150
7.3.6.5.1 Dimensionamento do fuste .....	151
7.3.6.5.2 Dimensionamento da base .....	151
7.3.6.5.2.1 Flexão .....	151
7.3.6.5.2.2 Cisalhamento e punção .....	153
7.3.6.5.2.3 Blocos sobre uma estaca .....	153
7.3.7 Blocos ancorados em rocha .....	156
7.3.7.1 Aplicabilidade .....	156
7.3.7.2 Método construtivo .....	157
7.3.7.3 Geometria dos blocos ancorados em rocha .....	157
7.3.7.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	158
7.3.7.4.1 Estudo da compressão e do arrancamento (tração) .....	159
7.3.7.5 Dimensionamento .....	160
7.3.7.5.1 Dimensionamento do fuste .....	160
7.3.7.5.2 Dimensionamento da base .....	160
7.3.7.5.3 Dimensionamento dos chumbadores .....	161
7.3.8 Grelhas metálicas (GS) .....	165
7.3.8.1 Aplicabilidade .....	167
7.3.8.2 Método construtivo .....	167
7.3.8.3 Geometria das grelhas metálicas .....	168
7.3.8.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	168
7.3.8.5 Dimensionamento .....	169

7.3.9 Grelhas metálicas com laje de concreto (GLC) .....	169
7.3.9.1 Aplicabilidade .....	170
7.3.9.2 Método construtivo .....	170
7.3.9.3 Geometria das grelhas metálicas com laje de concreto .....	171
7.3.9.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	171
7.3.9.5 Dimensionamento .....	171
7.3.10 Grelhas metálicas com bloco de concreto (GBC) .....	171
7.3.10.1 Aplicabilidade .....	172
7.3.10.2 Método construtivo .....	173
7.3.10.3 Geometria das grelhas metálicas com blocos de concreto .....	173
7.3.10.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes .....	173
7.3.10.5 Dimensionamento .....	173
7.3.11 Fundações especiais para estais .....	174
7.3.11.1 Método construtivo .....	174
7.3.11.2 Geometria das ancoragens dos estais .....	175
7.3.11.3 Avaliação da capacidade de carga da ancoragem .....	176
7.3.11.4 Fatores de segurança nas fundações de estais .....	177
<b>8 Informações Adicionais</b> .....	178
<b>8.1 Métodos de Cálculo das Estruturas</b> .....	178
<b>8.2 Domínio de Utilização de uma Torre</b> .....	179
<b>8.3 Fundações Submetidas a Arrancamento</b> .....	181
<b>8.4 Cargas Permanentes x Cargas Acidentais</b> .....	182
<b>8.5 Ações de Vento sobre as Torres</b> .....	182
<b>9 Conclusões e Recomendações</b> .....	184
<b>9.1 Conclusões</b> .....	184
9.1.1 Estado da arte de projeto de fundações de torres .....	184
9.1.2 Tipos de fundações .....	185
9.1.3 Dimensionamento das fundações .....	186
<b>9.2 Recomendações</b> .....	187

9.2.1 Automatização de projetos .....	187
9.2.2 Implementação dos projetos das torres .....	187
9.2.3 Otimização torre x fundação .....	187
9.2.4 Estudo da aplicabilidade da torre .....	188
9.2.5 Instrumentação das torres .....	188
<b>Bibliografia</b> .....	190

## LISTA DE FIGURAS

### Apresentação

FIGURA 2.1 – Perfil de uma Linha de Transmissão .....	10
FIGURA 2.2 – Seções Transversais .....	12
FIGURA 3.1 – Silhueta de Torre Autoportante de LT .....	16
FIGURA 3.2 – Desenho Esquemático de Torre Autoportante de Telecomunicação ...	17
FIGURA 3.3 – Silhueta de Torre Estaiada de LT .....	18
FIGURA 3.4 – Perfis de Torres Monotubulares de LT .....	21
FIGURA 4.1 – Vão de Peso de uma Torre .....	23
FIGURA 4.2 – Torre sob Arrancamento Parcial .....	24
FIGURA 4.3 – Cabo sob Variação de Temperatura .....	26
FIGURA 4.4 – Distância de Segurança Cabo x Solo .....	27
FIGURA 4.5 – Componente Transversal da Ação dos Cabos .....	28
FIGURA 4.6 – Torre de Suspensão – Equilíbrio dos Cabos .....	29
FIGURA 4.7 – Ruptura de Cabo e Redistribuição de Esforços Longitudinais .....	30
FIGURA 4.8 – Velocidade Básica do Vento (m/s) .....	32
FIGURA 4.9 – Relação entre as Velocidades Médias a 10 m de Altura ( $K_d$ ) .....	35
FIGURA 4.10 – Vão de Vento ( $V_v$ ) para a Torre .....	37
FIGURA 4.11 – Fator de Efetividade ( $\alpha$ ) .....	38
FIGURA 4.12 – Ação do Vento sobre um Tronco de Torre .....	40
FIGURA 4.13 – Coeficiente de Arrasto para Painéis de Suporte Treliçado (Índice de Área Exposta) .....	40
FIGURA 4.14 – Árvores de Carregamento em Torres de LT – Hipóteses Básicas .....	43
FIGURA 6.1 – Relatório de Inspeção de Campo .....	53
FIGURA 6.2 – Relatórios de Sondagem a Trado .....	61
FIGURA 6.3 – Relatório de Sondagem à Percussão (SPT) .....	64
FIGURA 6.4 – Coeficiente de Empuxo do Solo .....	78
FIGURA 6.5 – Tipos de Ruptura nos Solos – Rupturas Local e Geral .....	80
FIGURA 6.6 – Mecanismos de Ruptura dos Solos .....	82
FIGURA 6.7 – Esquema da Nomenclatura Adotada por Hansen .....	86
FIGURA 6.8 – Consideração do N.A. sob as Fundações .....	90
FIGURA 6.9 – Determinação do Número de Golpes N Médio sob as Fundações .....	93
FIGURA 6.10 – Variação do $C_r$ nas Camadas Superiores do Solo .....	97
FIGURA 7.1 – Tubulões não Revestidos Escavados a Céu Aberto .....	104

FIGURA 7.2 – Tubulão com Revestimento para Escavação com N.A. ....	105
FIGURA 7.3 – Tubulão com Revestimento para Escavação em Solo Fraco e/ou com N.A. ....	105
FIGURA 7.4 – Esquema do Equilíbrio Vertical à Compressão dos Tubulões .....	108
FIGURA 7.5 – Esquema do Equilíbrio Vertical à Tração dos Tubulões .....	110
FIGURA 7.6 – Esquema do Equilíbrio Horizontal dos Tubulões .....	112
FIGURA 7.7 – Esforços Solicitantes nos Tubulões sob Carga Horizontal .....	113
FIGURA 7.8 – Tubulões em Rocha .....	116
FIGURA 7.9 – Esquema do Equilíbrio Vertical à Tração dos Tubulões em Rocha ....	118
FIGURA 7.10 – Seção Crítica para Dimensionamento do Momento Máximo em Tubulões em Rocha .....	120
FIGURA 7.11 – Geometria das Sapatas .....	123
FIGURA 7.12 – Esforços Aplicados e Tensões sob as Sapatas .....	125
FIGURA 7.13 – Esquema de Equilíbrio de Sapatas, de Acordo com o USBR .....	126
FIGURA 7.14 – Esquema de Equilíbrio Vertical à Tração das Sapatas .....	127
FIGURA 7.15 – Esquema de Verificação ao Arrancamento das Sapatas, de Acordo com o USBR .....	130
FIGURA 7.16 – Seção Circular Adotada no Fuste para Dimensionamento da Flexão	132
FIGURA 7.17 – Seção Circular Adotada no Dimensionamento da Armadura Transversal do Fuste .....	132
FIGURA 7.18 – Seções de Referências para o Cálculo de Momentos nas Bases .....	134
FIGURA 7.19 – Geometria dos Blocos .....	138
FIGURA 7.20 – Bloco Embutido em Rocha – Atrito Lateral .....	140
FIGURA 7.21 – Tensões nos Blocos .....	141
FIGURA 7.22 – Correlação entre Tensões e Ângulo $\beta$ em Blocos .....	142
FIGURA 7.23 – Bloco Sobre 1 Estaca .....	145
FIGURA 7.24 – Bloco Sobre 2 Estacas .....	145
FIGURA 7.25 – Bloco Sobre 3 Estacas .....	146
FIGURA 7.26 – Bloco Sobre 4 Estacas .....	146
FIGURA 7.27 – Estaqueamento com Cintas de Contraventamento .....	147
FIGURA 7.28 – Linhas de Ruptura em Blocos sobre n Estacas .....	151
FIGURA 7.29 – Bielas de Compressão em Blocos .....	152
FIGURA 7.30 – Distribuição das Tensões de Fendilhamento em Bloco Sobre 1 Estaca .....	154
FIGURA 7.31 – Armadura Contra Fendilhamento em Bloco Sobre 1 Estaca .....	156
FIGURA 7.32 – Bloco Ancorado em Rocha – Geometria .....	158
FIGURA 7.33 – Chumbador em Rocha – Geometria .....	161
FIGURA 7.34 – Chumbador em Rocha – Aderência Aço x Argamassa .....	163

FIGURA 7.35 – Chumbador em Rocha – Argamassa x Rocha .....	163
FIGURA 7.36 – Chumbador em Rocha – Interferências entre Cones de Arrancamento .....	165
FIGURA 7.37 – Grelha Metálica (GS) .....	166
FIGURA 7.38 – Grelha Metálica com Laje de Concreto (GLC) .....	169
FIGURA 7.39 – Grelha Metálica com Bloco de Concreto (GBC) .....	172
FIGURA 7.40 – Ancoragem para Estais .....	175
FIGURA 8.1 – Domínio de Aplicação de uma Torre – Vão de vento x Vão Gravante	180

## LISTA DE TABELAS

### Apresentação

TABELA 4.1 – Coeficientes de Rugosidade do Terreno .....	34
TABELA 4.2 – Valores de n para Correção da Velocidade do vento em Função da altura .....	36
TABELA 6.1 – Grau de Fraturamento das Rochas .....	66
TABELA 6.2 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Correlação com o SPT .....	79
TABELA 6.3 – Fatores de Forma .....	84
TABELA 6.4 – Coeficientes de Carga em Função de $\phi$ .....	85
TABELA 6.5 – Fatores de Capacidade de Carga (Hansen) .....	89
TABELA 7.1 – Fator de Forma e Coeficiente de Arrancamento em Função de $\phi$ ...	177

## NOTAÇÕES

$a$	- dimensão, largura
$A_b$	- área da base
$A_c$	- área de uma seção transversal de concreto
$A_f$	- área efetiva de uma fundação
$A_i$	- esforço de vento na cadeia de isoladores
$A_l$	- área da superfície lateral
ALT	- altitude média da região de implantação da LT
$A_s$	- área de aço
$A_t$	- esforço de vento sobre um tronco da torre
$B$	- dimensão, largura
$c$	- coesão
$C$	- peso de um volume de concreto
$C_r$	- coeficiente de recalque do solo
$C_{xc}$	- coeficiente de arrasto dos cabos
$C_{xi}$	- coeficiente de arrasto da cadeia de isoladores
$C_{xT1}$	- coeficiente de arrasto da face 1 da torre
$C_{xT2}$	- coeficiente de arrasto da face 2 da torre
$D$	- profundidade de uma fundação
$d$	- altura útil de uma seção de concreto
$d$	- diâmetro do cabo
$e$	- índice de vazio no solo
$E$	- módulo de elasticidade
$f_{adm}$	- tensão de atrito lateral admissível
$f_{ck}$	- resistência característica à compressão do concreto
FS	- fator de segurança
FSA	- fator de segurança ao arrancamento
$f_{td}$	- resistência à tração de projeto do concreto
$f_{tk}$	- resistência característica à tração do concreto
$f_{yd}$	- resistência ao escoamento de projeto do concreto
$G_{pp}$	- peso próprio total de uma fundação
$G_{tub}$	- peso próprio do tubulão
$h$	- profundidade do nível de água



$h$	- dimensão
$H$	- força horizontal
$H$	- altura
$H$	- profundidade
$H_t$	- força de tração na torre devida a cabo rompido
$I$	- momento de inércia
$K$	- coeficiente de empuxo do solo
$K_0$	- coeficiente de empuxo do solo em repouso
$K_1$	- coeficiente de majoração de cargas máximas de peso de cabos
$K_2$	- coeficiente de majoração de cargas
$K_3$	- coeficiente de majoração para cargas transversais originadas da tração dos cabos
$K_a$	- coeficiente de empuxo ativo do solo
$K_d$	- relação entre valores de vento para diferentes períodos de integração
$K_r$	- coeficiente de rugosidade
$K_p$	- coeficiente de empuxo passivo do solo
$kV$	- quilovolt
$L$	- dimensão, comprimento
$l_b$	- comprimento de ancoragem reduzido
$l_{b1}$	- comprimento de ancoragem
$M$	- momento
$M_r$	- momento resultante
$N$	- número de golpes no ensaio SPT
$N$	- força normal
$n$	- porosidade
$n$	- número de estacas
$n$	- fator para correção da velocidade do vento em função da altura
$N_c$	- fator de capacidade de carga
$N_k$	- força normal característica
$N_q$	- fator de capacidade de carga
$N_u$	- força normal última
$N_\gamma$	- fator de capacidade de carga
$P$	- peso ou carga aplicada
$p$	- pressão
$P_a$	- peso da água
$P_c$	- peso do concreto
$P_c$	- peso do cabo por unidade de comprimento
$P_{cf}$	- peso da cadeia de isoladores
$P_F$	- peso da fundação

$P_s$	- peso do solo
$P_u$	- carga última
$Q$	- força
$q$	- sobrecarga
$q_0$	- pressão dinâmica de referência do vento
$q_a$	- tensão admissível do solo
$q_{adm}$	- tensão admissível do solo
$q_s$	- tensão atuante no solo
$q_u$	- tensão de ruptura do solo (última)
$S$	- grau de saturação
$S_c$	- fator de forma
$S_i$	- área da cadeia de isoladores
$S_{T1}$	- área líquida total projetada sobre um plano, na direção da face 1 da torre
$S_{T2}$	- área líquida total projetada sobre um plano, na direção da face 2 da torre
$S_\gamma$	- fator de forma
$T$	- força de tração
$T$	- valor da carga axial num cabo
$T$	- período de retorno
$T_0$	- valor da carga máxima horizontal num cabo
$t$	- temperatura coincidente
$t$	- período de integração do vento
$V$	- volume
$V$	- força cortante
$V_a$	- volume de água
$V_b$	- velocidade básica do vento
$V_c$	- carga vertical devida ao peso do cabo
$V_g$	- comprimento do vão gravante
$V_I$	- peso majorado da cadeia de isoladores e suas ferragens
$V_p$	- velocidade do vento de projeto
$V_s$	- volume do solo
$V_v$	- volume de vazio no solo
$W$	- peso de um volume de solo
$w$	- teor de umidade
$x_i$	- abscissa de um ponto
$y_i$	- ordenada de um ponto
$Z$	- dimensão, distância
$Z$	- força, resultante
$Z$	- braço de alavanca

$z$	- fator multiplicador de $T_0$ , para cabo rompido
$\alpha$	- fator de efetividade
$\beta$	- ângulo
$\gamma$	- peso específico do solo natural
$\gamma'$	- peso específico do solo submerso
$\gamma$	- ângulo de mudança de direção do caminhamento de uma LT
$\gamma_d$	- peso específico aparente do solo seco
$\gamma_s$	- peso específico dos grãos sólidos do solo
$\gamma_w$	- peso específico da água
$\gamma_c$	- coeficiente de minoração da resistência do concreto
$\gamma_f$	- coeficiente de majoração das forças
$\gamma_{nat}$	- peso específico do solo natural
$\gamma_{sat}$	- peso específico do solo saturado
$\gamma_{sub}$	- peso específico do solo submerso
$\delta$	- ângulo de atrito entre o solo e a fundação
$\theta$	- ângulo
$\theta$	- ângulo de incidência do vento
$\rho$	- massa específica do ar
$\Delta$	- afloramento da fundação (trecho externo), comprimento variável
$\Delta h$	- afloramento da fundação (trecho externo), comprimento variável
$\sigma'$	- tensão normal efetiva
$\sigma_c$	- tensão de compressão
$\sigma_t$	- tensão de tração
$\tau_{bu}$	- tensão de aderência última, aço x concreto
$\tau_{RA}$	- tensão de aderência, ou de atrito da rocha
$\phi$	- ângulo de atrito interno do solo
$\phi$	- ângulo
$\phi$	- diâmetro
$\Psi$	- fator de ponderação

## ABREVIATURAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	- Associação Brasileira de Cimento Portland
ABEF	- Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
ABMS	- Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
adm	- admissível
CEB	- <i>Comité Euro-International du Béton</i>
CEI	- <i>Commission Electrotechnique Internationale</i>
CESP	- Companhia Energética de São Paulo
COTEC	- Cooperativa Técnica Editora
Ed.	- Editora
FIP	- <i>International Federation for Prestressing</i>
FS	- fator de segurança
FSA	- fator de segurança ao arrancamento
GBC	- grelha metálica com bloco de concreto
GLC	- grelha metálica com laje de concreto
GS	- grelha simples (grelha metálica)
IEC	- <i>International Electrotechnical Commission</i>
LT	- linha de transmissão
max	- máximo
min	- mínimo
N. A.	- nível de água
RQD	- <i>rock quality designation</i>
SAE	- Società Anonima Elettificazine S.P.A.
SBE	- Sociedade Brasileira de Eletrificação S. A.
SE	-subestação elétrica
SPT	- <i>standard penetration test</i>
sub	- submerso
USBR	- <i>United States Department of The Interior – Bureau of Reclamation</i>

## RESUMO

Este texto reúne as informações necessárias para o projeto de fundações de torres de linhas de transmissão, bem como de torres de telecomunicação, obtidas ao longo de anos de atuação, do autor, na área de projetos.

Aqui são estudadas a origem e a natureza das cargas que solicitam as estruturas, as quais têm as fundações como apoio.

Este texto contém também informações básicas de geologia e de geotecnia, para o entendimento do comportamento dos solos sob o carregamento dessas fundações especiais.

Aqui são apresentados os procedimentos de projeto de cada um dos principais tipos de fundações atualmente utilizadas. Estão incluídos também os passos para a elaboração de todas as atividades envolvidas no processo do engenheiro projetista das fundações: análise do perfil da linha, análise das informações dos solos, estudo do tipo da torre e de suas combinações de cargas, escolha do tipo de fundação, e finalmente seu projeto.

O texto pretende fornecer informações não somente ao projetista de fundação, mas também aos geotécnicos, aos engenheiros eletricitas, e aos engenheiros eletricitas de telecomunicação, que participem do projeto. Isto explica a adoção, em diversas partes do texto, de uma linguagem técnica simples ao alcance de todos estes profissionais, além de informações muitas delas indispensáveis ao engenheiro projetista de fundações.

## ABSTRACT

This text gathers the necessary information to the design of foundations of transmission lines towers and telecommunications towers, collected by the author during his working-life in structure design.

The origin and nature of the loads applied to the structure which has the foundations as support are studied here.

This text also brings basic information about geology and geotechnical engineering that helps to know the soil behavior under the loadings of these special foundations.

The design process to each one of the main type of foundations used nowadays is presented here. The steps to the working up of project with all the activities involved in the process are presented: the line profile analysis, the soil information analysis, the study about the tower type and the load combinations, the choice of foundation and, finally, the project.

The text is intended to provide information not only to the foundation designer engineer, but also to geotechnicians, electrical engineers and electrical engineers of telecommunication, that take part in the project. This explains the use, in many parts of the text, of a simple technical language, that all these professionals can understand. For the same reason, much information, essential for the foundation designer engineer, were kept.

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 – Histórico

No início do Século XX, o crescente aumento dos centros urbanos e industriais provocou o aumento da demanda de energia elétrica.

A instalação de centrais de geração de energia elétrica a partir do potencial hidráulico, geralmente próximas das quedas de água e longe dos centros de consumo, implicou na necessidade imediata de expansão das linhas de transmissão.

Posteriormente aos incrementos de sua quantidade, as linhas de transmissão tiveram que se adequar ao crescimento das potências transmitidas, fato causador de importantes modificações nos suportes dos cabos – as torres. Seja pelo maior afastamento entre as fases (cabos), ou mesmo entre os cabos e a estrutura, seja pela maior distância entre suportes, passou-se do uso da madeira ao aço e das estruturas planas (poste e cruzetas) às torres treliçadas espaciais ou estaiadas. Assim, cada vez mais, esses suportes passaram a ser executados em estruturas de aço.

Atualmente, em função de sua influência no custo de uma linha de transmissão, cada torre exige um projeto independente, único, função das cargas aplicadas, e da topografia do local de implantação. No entanto procurou-se padronizar os tipos de torres, com o objetivo de obter economia na fabricação, no transporte e na montagem, atendendo ao princípio da economia de escala nessas atividades.

Com o advento e recente “boom” das telecomunicações as torres de suporte de antenas estão sendo executadas também em aço, acompanhando a tendência das torres de linhas de transmissão.

As fundações para essas torres, projetadas para os tipos de carregamentos que nelas atuam, também sofreram essa tendência à padronização, com vistas à obtenção de semelhante economia de escala.

### **1.1.1 Os Projetos de Linhas de Transmissão no Brasil**

É relativamente recente a indústria de fabricação de torres metálicas em série no Brasil. Pode-se dizer que ela iniciou na década de 1950, para a implantação das linhas de transmissão em Minas Gerais, no Sistema de Salto Grande. Essas primeiras torres utilizaram aço importado da Itália.

Cita-se uma das empresas pioneiras desta época a SBE Sociedade Brasileira de Eletrificação S. A., originária da SAE Società Anonima Elettrificazione S.P.A., empresa italiana.

A demanda crescente de energia e conseqüente necessidade de linhas de transmissão, trouxeram a implantação de fábricas das estruturas das torres, cabos, isoladores, ferragens, etc., no território brasileiro.



Paralelamente a esse desenvolvimento houve a necessidade de se fazer projetos mecânicos das torres aqui no Brasil. Assim equipes especializadas de projetistas foram montadas, as quais começaram a atender, não só à demanda brasileira, como também à demanda dos outros países da América do Sul.

Já na década de 1970 a popularização de computadores, e na década seguinte dos computadores pessoais, levou a uma revolução nos projetos das torres de linhas de transmissão.

Os processos de cálculo mais utilizados naquela época eram o Processo Gráfico de solução de treliças planas (Cremona), e o Método das Seções.

Esses processos induzem à simplificação dos modelos das torres, bem como a uma escolha de um número reduzido de hipóteses de carregamento. Para exemplificar cita-se que se calculava a torre mais alta e a mais baixa para um determinado tipo de torre.

Com a introdução do cálculo eletrônico na engenharia estrutural, os projetos de torres assistiram a uma “sofisticação” tal que são analisadas, para um tipo de torre, todas suas alturas e combinações possíveis de pés de alturas variáveis.

Aliviados dos trabalhosos cálculos manuais, os projetistas das torres puderam fazer análises mais realistas dos carregamentos e dos comportamentos das torres. Consequentemente, as reações nas fundações ficaram mais reais e com maior certeza de seus valores.

Sempre são executados ensaios em protótipos, quando se desenvolve o projeto de uma “família de torres”, que é um conjunto de torres as quais serão utilizadas em linhas de transmissão semelhantes.

A somatória dos inúmeros projetos já desenvolvidos no Brasil, aliados aos conhecimentos obtidos naqueles ensaios, conduz à afirmativa de que este conhecimento e a tecnologia de torres já estão absorvidos e bem desenvolvidos atualmente no Brasil.

No caso dos projetos de fundações, dentro daquelas equipes pioneiras também foram mobilizados projetistas de fundações de torres: engenheiros de estruturas, geólogos e geotécnicos.

Os projetos das fundações sempre foram baseados nos conceitos da Mecânica dos Solos clássica. Daí permanecerem as bases ditadas por Terzaghi, e seus sucessores, nos projetos das fundações das torres.

Trabalhos sobre o comportamento das fundações e propostas para o seus projetos foram acrescidos à literatura técnica mundial neste mesmo período de implantação das grandes linhas de transmissão no Brasil. Isto acompanhou o desenvolvimento experimentado pela Mecânica dos Solos também no mesmo período. Assim, conceitos e novos modelos foram propostos, discutidos e incorporados aos projetos das fundações.

Exemplo disso é a utilização do conceito de considerar o solo como meio elástico (viga em base elástica) nos estudos de fundações com carregamento lateral (força horizontal e momento).

Também nas fundações das torres o emprego de cálculo eletrônico permitiu modelos mais sofisticados em suas análises, eliminando as simplificações que os métodos de cálculo manuais exigiam.

Em fundações consideradas especiais, por exemplo, blocos sobre estacas, aquele recurso permite análise de estaqueamentos espaciais com todo tipo de vinculação das estacas com o bloco (articulação, engaste total, ou engaste parcial). Além disso o cálculo eletrônico permitiu ainda levar em consideração a interação do solo com a fundação, no que tange a considerar o solo como meio elástico. Essa técnica chega ao “requinte” de poder considerar o solo, do local da torre, com as suas características variáveis com a profundidade (consistência ou compacidade). Tais características podem ser obtidas num simples reconhecimento do subsolo através de uma sondagem tipo SPT.

Dentro desse quadro descrito anteriormente, muito foi feito através da divulgação técnica, de Grupo de Estudo do CIGRÉ – Conseil International des Grands Réseaux Electriques, entre os projetistas de fundações de torres

Neste grupo estão associados projetistas de concessionárias de energia elétrica, empresas de projeto, entidades públicas e privadas, universidades, etc.

Através dos encontros do CIGRÉ os projetistas de fundações de torres debateram e criaram consenso em propostas e modelos das estruturas de fundação. De certo modo, ocorreu uma adequação dos modelos existentes à realidade brasileira.

Houve uma época em que as concessionárias de energia promoveram, junto com o CIGRÉ-Brasil, ensaios de campo, para casos de arrancamento de sapatas, grelhas metálicas, grelhas metálicas com laje e tubulões.

Esses ensaios permitiram aferir resultados teóricos com os obtidos em campo, além de fornecerem dados para comparação entre teorias existentes no caso de arrancamento, medindo a “eficiência” de cada teoria empregada.

No final da década de 1960 a Universidade de Grenoble (França) em convênio com o CIGRÉ, desenvolveu um estudo das fundações submetidas a arrancamento, baseados nos conceitos da Mecânica dos Solos. E os resultados, chamados de Método de Grenoble, ainda hoje são referências na análise dessas estruturas.

Vale salientar que o método é baseado tanto em bases teóricas como em resultados de ensaios efetuados em modelos e protótipos. Lá foram estudadas estacas, placas e sapatas com seções transversais circulares e retangulares.

Acrescenta-se ainda que esse modelo não considera qualquer consideração da influência de esforços horizontais na capacidade de carga à tração das estruturas.

Como no Brasil o uso de tubulões com alargamento de base é bastante difundido, coube aos projetistas brasileiros a adequação dos tubulões aos conceitos do Método de Grenoble.

Todos os conceitos para os projetos de fundações sempre ficaram dentro das empresas de projeto e fabricação de torres, além das concessionárias de energia elétrica, que muitas vezes desempenharam o papel de analisar os projetos da fabricante.

A divulgação dos princípios que norteiam os projetos mecânicos das torres, somados aos novos conceitos obtidos pela geotecnia, propiciaram um tratamento especial para as estruturas de fundação de torres. Como resultado obtiveram-se fundações mais econômicas e seguras no sentido do maior conhecimento sobre as cargas atuantes nelas, bem como sobre o comportamento, ou reação, do solo.

Como o desenvolvimento em larga escala das torres de telecomunicação só iniciou na década de 1980, seus os projetos de fundações já tinham conhecimento prévio das sua similares de torres de linhas de transmissão, não havendo necessidade de incrementos específicos nesta área.

Apesar dos esforços dos projetistas elétricos, civis, geólogos e geotécnicos, a área de projetos de fundação de torres ainda permanece com poucos trabalhos publicados que, unificados num só volume, exprimem os atuais níveis de conhecimentos nesta área.

## **1.2 – Objetivo da Dissertação**

O objetivo deste trabalho é apresentar as diretrizes que norteiam o traçado das linhas de transmissão, os tipos de fundação utilizados nas torres de linhas de transmissão e de telecomunicação, bem como o atual estado da arte nesse item da engenharia estrutural.

São indicados procedimentos usuais na escolha do tipo de fundação a ser utilizada, bem como os parâmetros necessários para a tomada dessa decisão.

Além disso, são apresentados modelos de cálculo de cada um desses tipos de fundação, bem como o dimensionamento de seus elementos estruturais.

### **1.3 – Apresentação da Dissertação**

Esta dissertação está dividida em nove capítulos, sendo este o primeiro.

No capítulo 2 descrevem-se, de maneira sucinta, as diretrizes que devem orientar a locação de linhas de transmissão, e aspectos construtivos relativos ao impacto ambiental.

No capítulo 3 são apresentados os tipos usuais de torres.

No capítulo 4 relacionam-se as cargas e as hipóteses de carregamentos atuantes nas torres, assim como cargas por elas transmitidas às fundações.

O capítulo 5 trata da proteção das fundações.

O capítulo 6 descreve as informações complementares necessárias à implantação das fundações.

Inclui-se apresentação de características do solo, condicionantes do comportamento e dimensionamento das fundações.

O capítulo 7 descreve os métodos de cálculo das fundações das torres.

O capítulo 8 apresenta informações adicionais pertinentes ao assunto objeto da dissertação.

O capítulo 9 apresenta as conclusões do trabalho e sugestões para sua continuidade.

# 2

## CONHECIMENTO DO PROBLEMA

### 2.1 – Implantação de Linhas de Transmissão

O projeto de implantação de uma linha de transmissão inicia com a definição de seu traçado (GONTIJO, 1994).

Uma vez definido o traçado, a próxima etapa do projeto é o levantamento topográfico, no campo, com o objetivo de obter o perfil do terreno.

Esse levantamento também deve indicar os principais obstáculos, acidentes, e ocorrências que se encontram na largura da faixa de servidão da LT. Somente com um levantamento topográfico bem executado é que se pode trabalhar as próximas etapas do projeto, evitando futuras relocações de torres, ou desvios do traçado da LT.

Com esses dados em mãos as torres são locadas, uma a uma, considerando-se vários fatores que definem a segurança, a otimização do projeto, bem como as características particulares de cada tipo de torre. Como exemplo pode-se citar alguns procedimentos ou diretrizes:

- minimizar a quantidade de torres;
- espaçar as torres de maneira uniforme;
- garantir a distância mínima dos cabos ao solo;
- evitar paralelismo da LT com outras linhas de transmissão, linhas férreas, cercas de arames, etc;
- evitar locação de torres em locais impróprios, como terrenos muito íngremes, terrenos com processos francos de erosão, brejos, beiras de lagos ou rios, etc.

Geralmente as torres de linhas de transmissão percorrem as distâncias buscando, sempre que possível, uma trajetória reta, e evitando grandes acidentes geográficos, como por exemplo, travessias de rios muito largos, e terrenos de baixíssima capacidade de suporte.

Outros parâmetros também são considerados na escolha do traçado, como a valorização e a ocupação da terra por onde poderá passar a LT. Exemplo disso é o contorno de regiões já ocupadas por parques industriais, reservas indígenas, parques ecológicos, terras irrigadas por pivôs centrais, etc.

O perfil de uma linha de transmissão está mostrado na FIG. 2.1 para se ter idéia das informações necessárias para sua implantação.

Já as torres de telecomunicação, pela própria natureza das ondas de rádio, devem evitar obstáculos naturais e por isso são locadas em lugares altos, como topos de morros.

## **2.2 – Aspectos Construtivos com Vistas ao Impacto Ambiental**

Do ponto de vista da implantação das torres e de suas fundações em si, o traçado das linhas deve considerar situações particulares que contemplem o menor impacto possível ao meio ambiente.

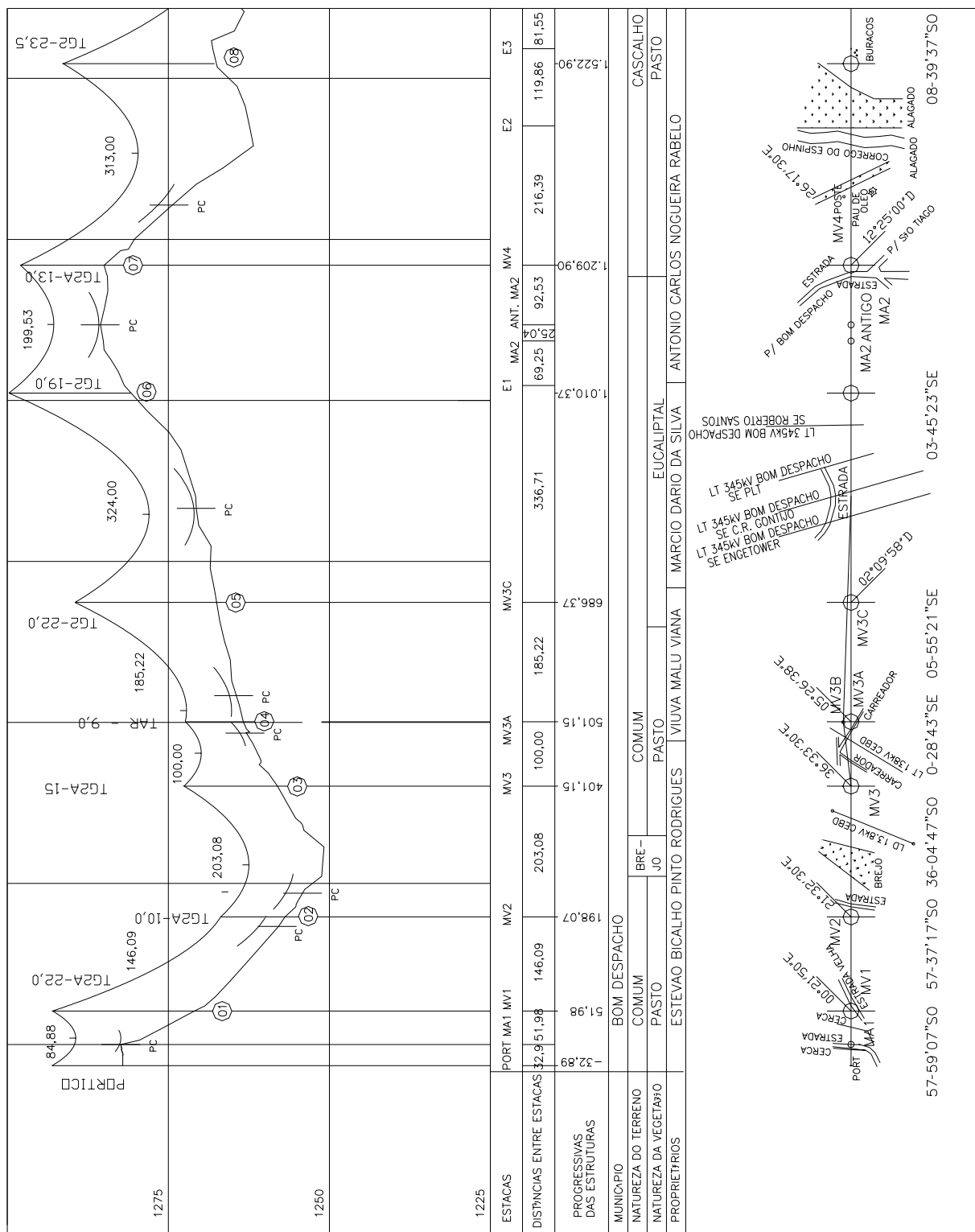


FIGURA 2.1 – Perfil de uma Linha de Transmissão



Esses cuidados são tomados já na escolha do perfil da linha, ao se considerar cada local de implantação da torre.

A otimização dos pontos de locação busca minimizar as intervenções nos locais de instalação das torres bem como nos acessos utilizados para sua construção.

Os serviços podem ser divididos em três etapas a saber:

- 1ª Etapa – projeto e definição de estratégia para execução da obra;
- 2ª Etapa – execução da obra;
- 3ª Etapa – manutenção da LT ou da antena.

Na 1ª Etapa são consideradas as facilidades de acesso aos locais de implantação das torres. Nesta etapa são estudadas trilhas ou estradas de acesso que não causem degradação no local.

Na praça prevista para a implantação de uma torre, dependendo da topografia, poderá ser proposta a relocação desta torre, visando evitar-se buracos, barrancos, ou mesmo construção de arrimos.

Já na 2ª Etapa, fase de implantação da obra em si, tem-se alguns cuidados, quando não se consegue evitar ações de intervenção no local.

Com relação às fundações das torres, procura-se alterar, o mínimo possível, o terreno onde estão os pés das torres. O próprio projeto das torres já minimiza esses impactos ao se projetar estruturas com pés de alturas variáveis, que “acompanham” os desníveis do terreno, permitindo fundações isoladas e pontuais.

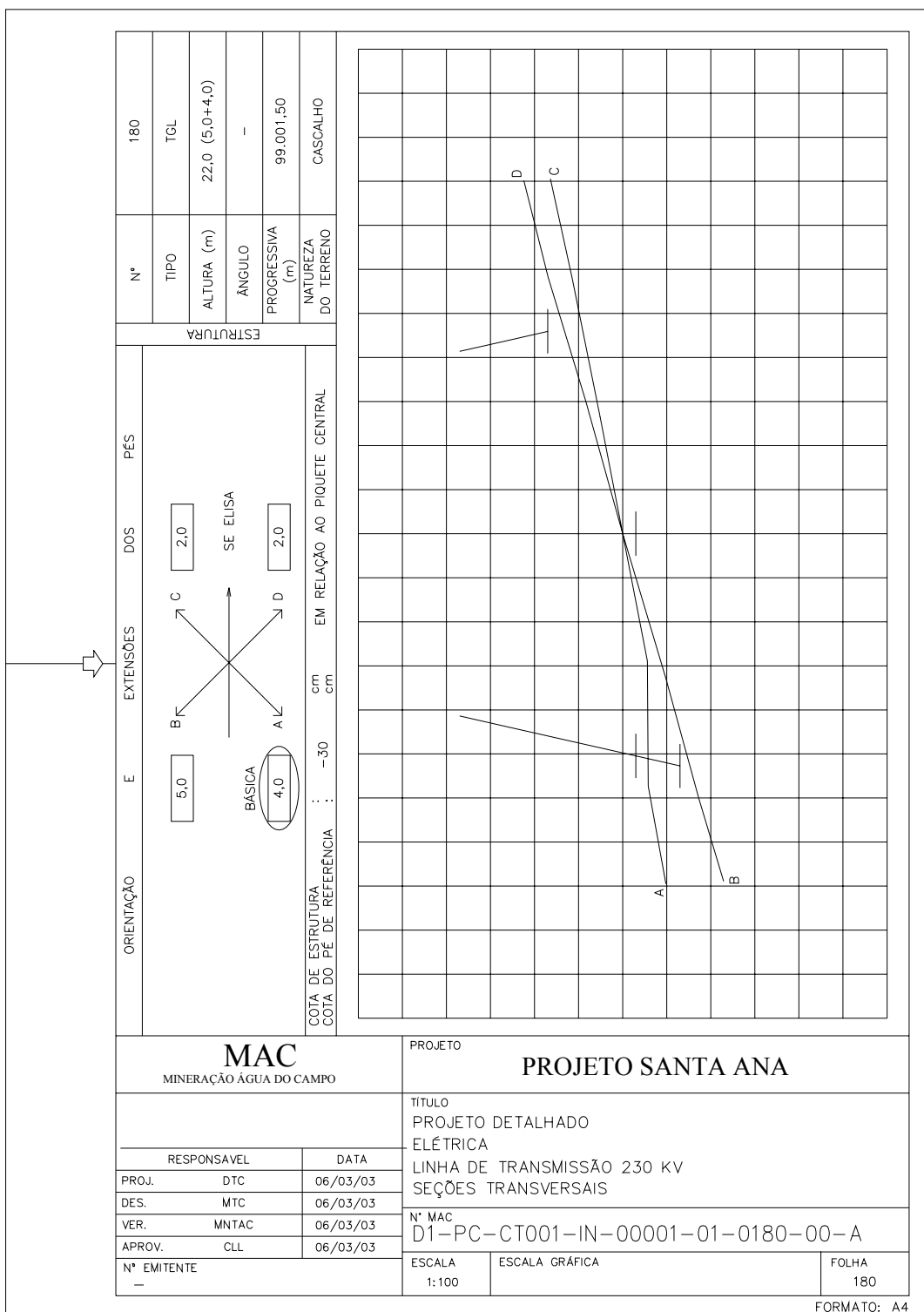


FIGURA 2.2 – Seções Transversais

A FIG. 2.2 mostra as seções topográficas nas diagonais dos pés de uma torre quadrada, onde se tem exatamente as cotas dos topos das fundações para cada pé. Nesta figura pode-se observar também a otimização dos afloramentos das fundações, seus trechos externos, onde são utilizados pés da torre com alturas diferentes. Os afloramentos giram em torno de 25 cm para o Pé A, 20 para o Pé B, 85 cm para o Pé C, e 40 cm para o Pé D. Ali também se observa a perna básica da torre, que é aquela que tem o nível mais próximo da cota média do centro da torre. No caso da FIG. 2.2 é a perna A.

As principais orientações para se minimizar o efeito das intervenções no local de implantação das torres estão indicadas a seguir:

- escolha do tipo de fundação que exija a menor escavação, o menor reaterro, e o menor bota-fora possíveis. Isto sem prejuízo de sua segurança;
- execução de pequenas obras de drenagem localizadas, que evitem erosões, tanto nos locais das torres, quanto nas estradas de acesso;
- execução de pequenas obras, também com o intuito de drenagem do local de locação da torre, e de seu entorno;
- recomposição vegetal dos locais de implantação das fundações das torres, caso necessária;
- recomposição vegetal, se necessária, ao longo da faixa de servidão da LT, com gramíneas ou vegetação baixa;
- execução de contenções e de proteções de taludes e de encostas, além de outros serviços de proteção ou correção.

A 3ª Etapa dos trabalhos consiste na manutenção do patrimônio implantado. Nesta etapa são consideradas as manutenções de sinalizações das torres, dos cabos, dos isoladores, das fundações, dos acessos, das faixas de servidão, e de todas as obras implantadas.

Esta etapa acompanha e segue planos de manutenção preventiva e de manutenção periódica, planos estes específicos para cada linha ou torre implantada.

# 3

## TIPOS DE TORRES

As torres usuais de LT e de telecomunicação podem ser classificadas de várias maneiras. As torres de LT podem ser subdivididas, com vistas ao projeto da estrutura, da seguinte maneira (GONTIJO, 1994):

- Quanto à disposição dos cabos condutores;
- Quanto ao número de circuitos elétricos que elas suportam;
- Quanto à sua função na linha;
- Quanto à forma de resistência das estruturas (autoportantes e estaiadas);
- Quanto à voltagem da linha;
- Quanto ao formato da silhueta da torre.

Para essas mesmas torres pode-se, do ponto de vista dos projetos de suas fundações, dividi-las, simplificadaamente, como se segue.

### 3.1 – Quanto ao Sistema Estrutural

Basicamente as torres podem ser subdivididas em dois grupos, quanto ao sistema estrutural:

- Autoportantes;
- Estaiadas.

As primeiras são aquelas que têm seu equilíbrio garantido em função de sua própria estrutura, sem a necessidade de uma subestrutura para contribuir para sua estabilidade (FIG. 3.1 e 3.2).

Essas constituem a maioria das torres existentes no Brasil, embora essa hegemonia esteja sendo alterada.

As torres estaiadas são aquelas que utilizam estais (cabos tracionados) fixados ao solo numa das extremidades, e na outra, ao corpo da torre, garantindo sua estabilidade (FIG. 3.3).

Geralmente os estais fazem um ângulo de  $30^\circ$  com a direção vertical, e são fixados nas partes superiores das torres. Desta maneira os pés dos estais fixam-se no solo a distâncias razoáveis do pé da torre. Em terrenos acidentados este tipo de torres não tem aplicabilidade ideal, comparadas às autoportantes que são “mais compactas” que as estaiadas, o que exige menor espaço na implantação.

Assim a topografia do traçado da linha de transmissão, ou o espaço disponível, determina o tipo de sistema estrutural a ser utilizado no projeto das torres.

As torres estaiadas têm suas estruturas bem mais leves e esbeltas que as autoportantes. As autoportantes são mais pesadas, portanto mais caras, e essa diferença aumenta quanto mais altas forem as torres.

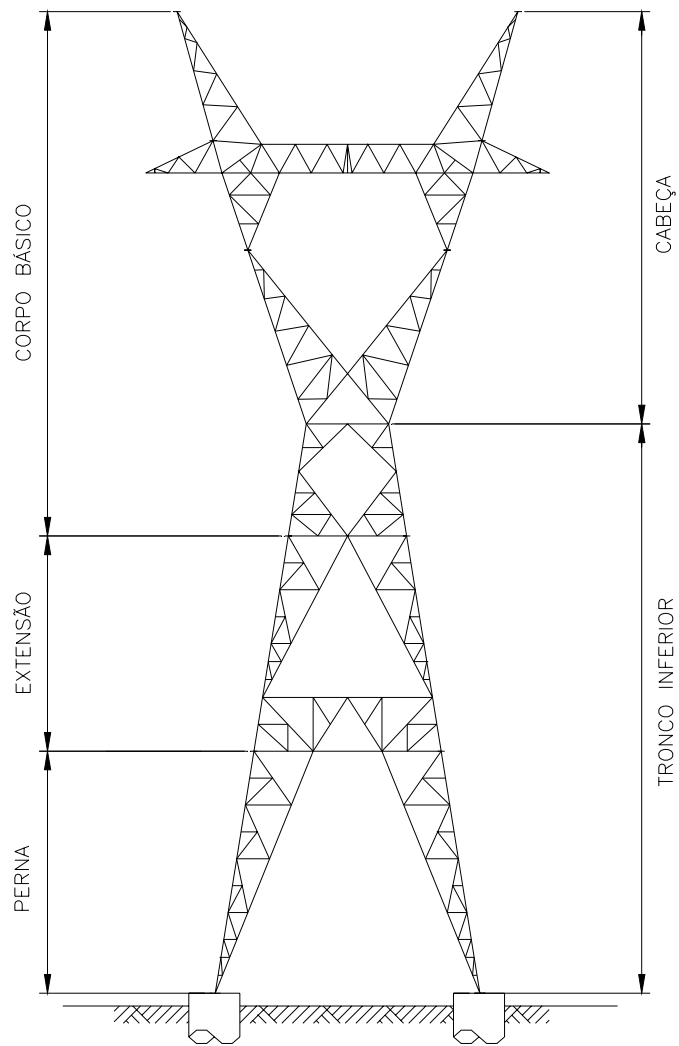


FIGURA 3.1 – Silhueta de Torre Autoportante de LT

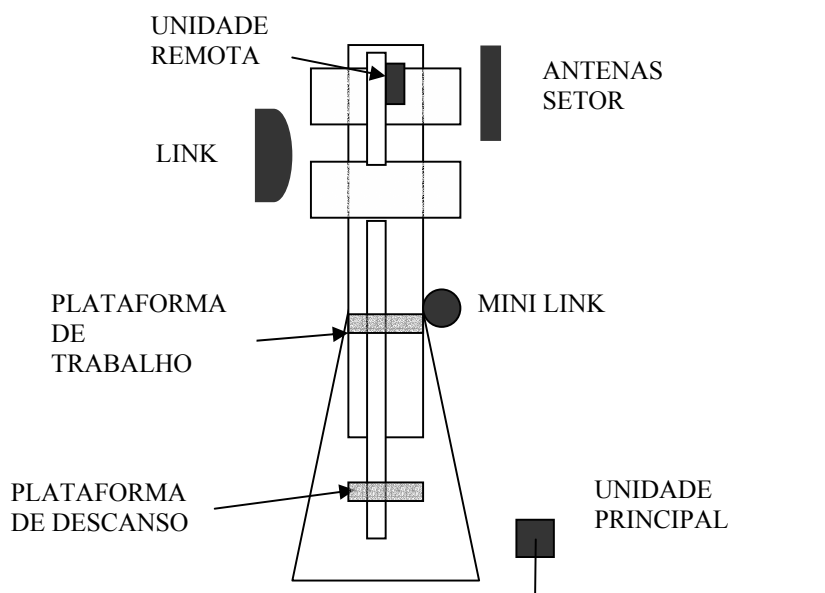


FIGURA 3.2 – Desenho Esquemático de Torre Autoportante de Telecomunicação

Houve uma época em que as torres estaiadas eram utilizadas apenas em linhas de grandes potências, por exemplo, 500 kV, e quase inexistindo em linhas de 345, 230 ou de 138 kV. Atualmente essas torres têm tomado espaço inclusive nestas últimas categorias de LT.

No caso das torres de telecomunicações, por exemplo, torres de rádio, são mais frequentes as torres do tipo estaiadas. E no caso de telefonia são mais comuns as autoportantes, por ocuparem menos espaços na fundação, mesmo porque essas torres, em sua maioria, estão em áreas urbanas.

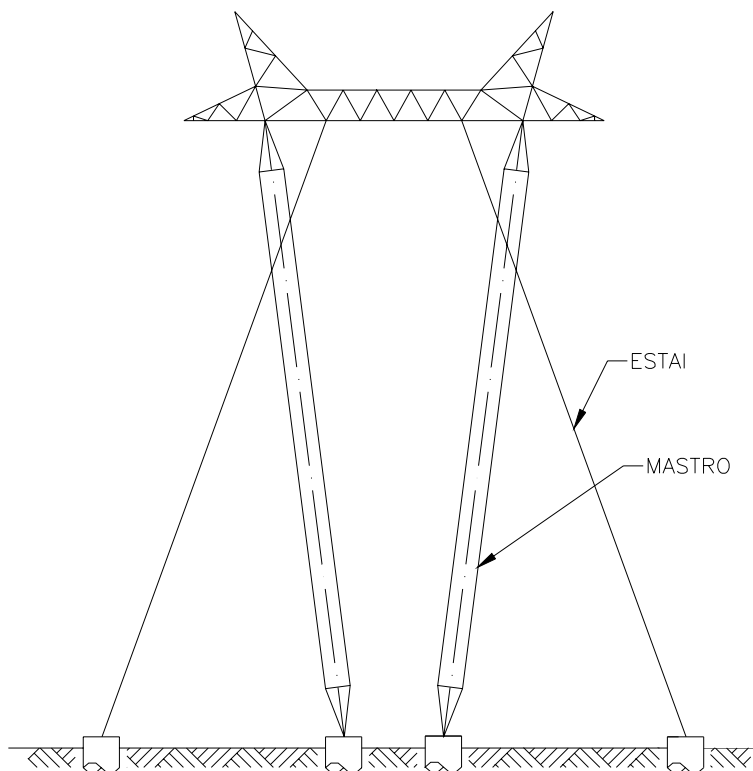


FIGURA 3.3 – Silhueta de Torre Estaiada de LT

### 3.2 – Quanto à sua Função na Linha

As torres de linhas de transmissão podem ser divididas, simplificadamente, em três tipos básicos:

- terminais ou fim de linha;
- torres de suspensão;
- torres em ângulo.



As torres fim de linha, como o próprio nome indica, são aquelas colocadas ou no início, ou no final, das LT, a fim de ancorarem os esforços provenientes dos cabos condutores e dos cabos pára-raios. Geralmente essas torres são do tipo autoportante.

Essas torres têm as estruturas robustas, e geralmente são projetadas para resistirem aos esforços dos cabos em ângulos, ou seja, com o eixo da linha não coincidente com o eixo da torre.

As torres de suspensão são aquelas locadas em trechos retos, ou em trechos em que se admite pequenos ângulos, geralmente menores que cinco graus, podendo ser autoportantes ou estaiadas.

Finalmente as torres em ângulo são aquelas locadas nos pontos de mudança de direção do traçado da linha. Elas também são chamadas de torres de ancoragem, pois resistem às resultantes dos esforços dos cabos nas diagonais das direções entre seus eixos. Normalmente essas torres são autoportantes.

No desenvolvimento de famílias de torres para uma determinada categoria de linhas, por exemplo, LT de 138 kV, essas torres em ângulo têm duas representantes. Uma delas seria a torre para ângulo pequeno ( $0^\circ < \theta \leq 30^\circ$ ). A outra seria para ângulo maiores ( $30^\circ < \theta \leq 60^\circ$ ), e muitas vezes esse ângulo máximo vai até  $90^\circ$ , o que faz com que essas torres sejam utilizadas como torres de fim de linha também.

Com relação às torres de telecomunicação, essa classificação anterior não se aplica. Isto porque elas são “isoladas” umas das outras, não estando ligadas por cabos. Não há interação física entre elas, tornando-as idênticas entre si do ponto de vista funcional.

### **3.3 – Outros Tipos Usuais de Torres**

As torres descritas anteriormente são, geralmente, metálicas treliçadas, com seções variáveis, com mais de um pé e/ou estai.

Existem outros tipos de torres, como por exemplo, as monotubulares que são torres metálicas de seção transversal em forma de poligonal fechada. São verdadeiros “tubos” modulares que se encaixam uns nos outros, alcançando alturas razoáveis (60 a 70 m).

Essas torres geralmente são utilizadas em linhas de tensões pouco elevadas. A vantagem é que elas são bastante compactas, não chegando a ter bases com diâmetros grandes (menores que 2 m).

A aplicação desse tipo de torre tem sido tanto em LT, como para torres de telefonia. Elas são utilizadas também para iluminação pública de grandes áreas, onde se exige torres de grande altura.

Outro tipo de torre, que merece ser nomeado aqui, é a torre treliçada de seção transversal constante, bastante compacta que é comercialmente chamada de “truss-pole”. Elas são utilizadas em linhas onde há pouco espaço disponível para o lançamento de uma LT. Essas torres são aplicadas também em linhas de distribuição e em LT de tensões pouco elevadas.

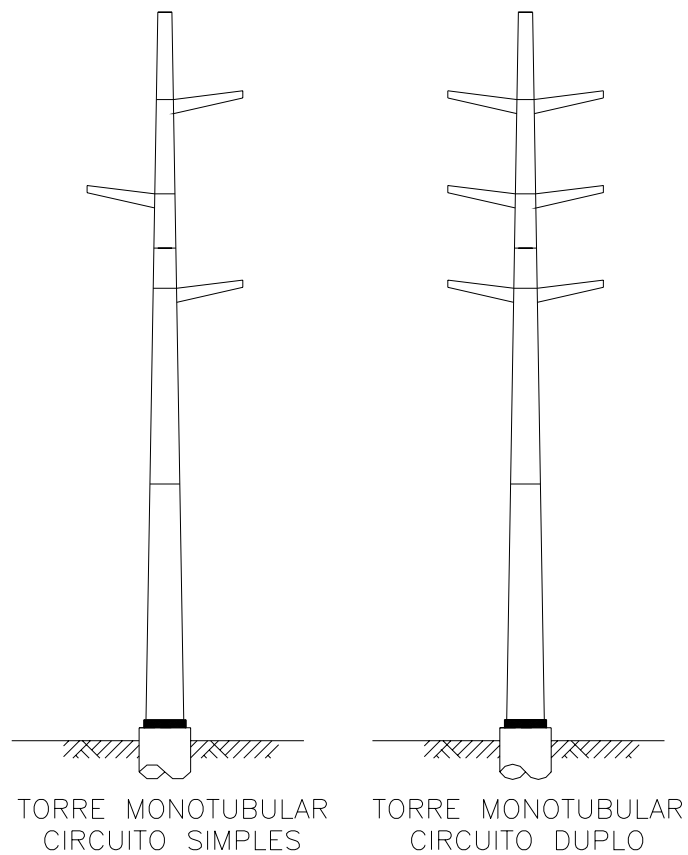


FIGURA 3.4 – Perfis de Torres Monotubulares de LT

Torres de concreto armado também são utilizadas nas linhas de transmissão, de distribuição, iluminação, e em telefonia. Geralmente essas torres, ou postes, são em concreto pré-moldado, chegando a ter alturas da ordem de 30 m.

Nos sistemas de telecomunicação, essas torres de concreto são também utilizadas, chegando mesmo a 60 m de altura.

# 4

## CARREGAMENTOS NAS TORRES

As ações atuantes nas fundações são devidas às torres basicamente. Raramente se têm situações em que existem outros carregamentos atuando nas fundações. Pode-se exemplificar como essas ações adicionais o empuxo de solo, a pressão de água, os impactos de objetos, de veículos, etc.

A origem e a natureza das cargas aplicadas nas fundações são as mesmas dos esforços atuantes nas torres. Portanto ao se estudar as cargas que solicitam as torres estão sendo avaliadas as ações sobre as fundações.

Entende-se ser de fundamental importância a análise dessas cargas, pois, sua combinação, e as hipóteses de carregamentos poderão determinar o grau de exigência, ou tolerância, com relação ao desempenho das fundações.

A seguir serão abordadas essas cargas e as hipóteses de como elas atuam nas torres.

## 4.1 – Cargas Verticais

As cargas verticais que atuam nas torres são aquelas devidas ao peso próprio da torre, da cadeia de isoladores e suas ferragens, além do peso dos cabos condutores e dos pára-raios. Existem também cargas verticais devidas a equipamentos e a sobrecargas em plataformas de manutenção, como é o caso das torres de telecomunicação.

Nas torres de linhas de transmissão o peso do cabo que atua sobre uma torre corresponde ao vão gravante, ou vão de peso. Esse vão é considerado como a distância horizontal entre os pontos que têm tangente horizontal com as catenárias dos vãos adjacentes à torre em questão (FIG. 4.1).

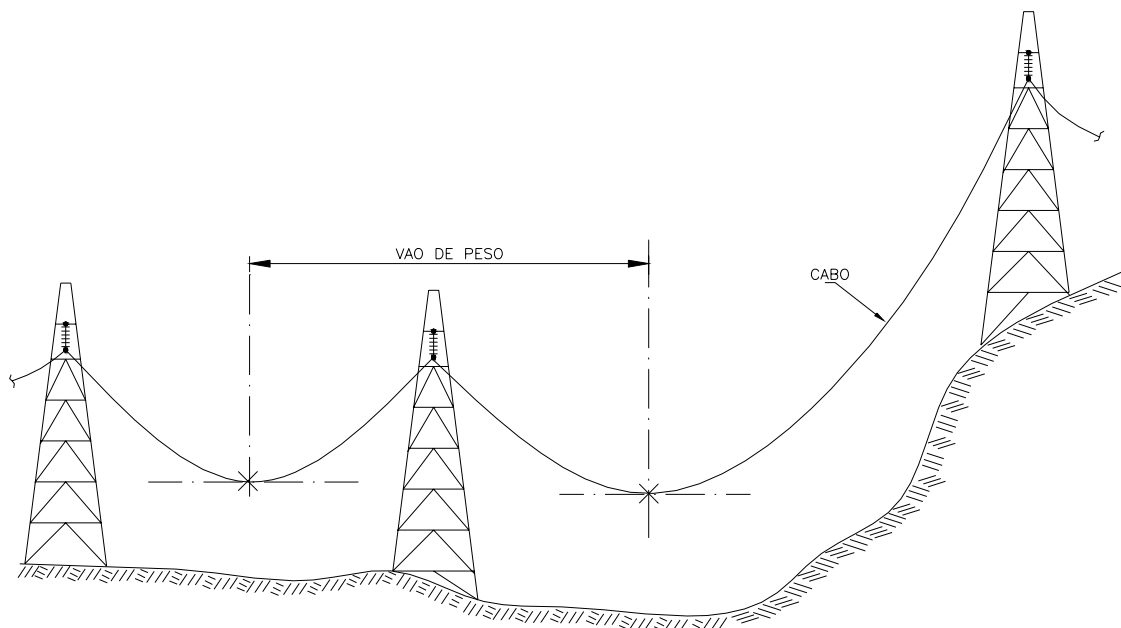


FIGURA 4.1 – Vão de peso de uma torre

A carga vertical que o cabo descarrega na torre nem sempre é dirigida de cima para baixo. A situação da FIG. 4.2 ilustra o caso em que o cabo da direita introduz arrancamento na torre.

Quando isto ocorre é dito que a torre está sob “carga reduzida”, e esta é uma situação prevista no dimensionamento da torre.

Nas torres de suspensão os cabos ficam pendurados nas cadeias de isoladores, que ficam na posição vertical e são móveis. Assim essas cadeias só aceitam cargas de tração. Desta maneira as torres de suspensão não podem ser submetidas ao arrancamento, como acontece nas situações de carga reduzida.

As torres de ancoragem é que suportam os arrancamentos, pois suas cadeias de isoladores ficam na horizontal, permitindo a inversão da carga vertical na torre.

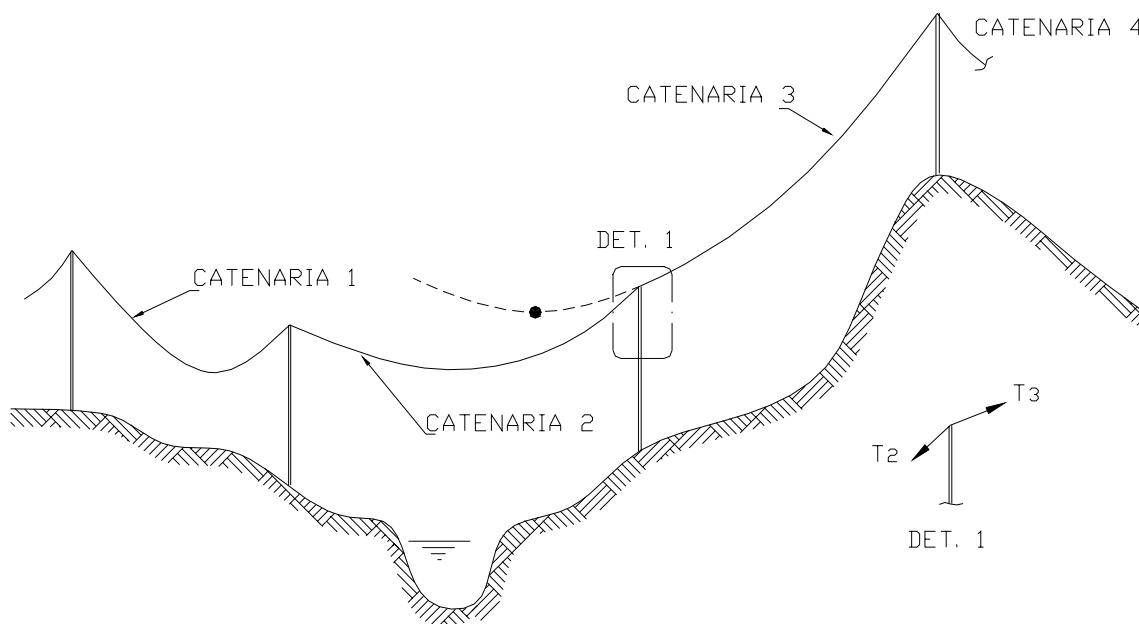


FIGURA 4.2 – Torre sob arrancamento parcial

A NBR 5422 sugere multiplicar as cargas permanentes por um fator mínimo de:

- $K_1 = 1,15$  para as cargas máximas de peso de cabos;

- $K_2 = 1,00$  para o peso próprio da torre, para as ferragens dos cabos, para as cadeias de isoladores, e para as cargas verticais reduzidas.

O valor da carga vertical sobre a torre, devida ao peso do cabo pode ser calculado por:

$$V_c = K_1 P_c V_g \quad (4.1)$$

Onde:

- $P_c$  – é o peso do cabo por unidade de comprimento;
- $V_g$  – é o comprimento do vão gravante, ou vão de peso;
- $K_1$  – é tomado igual a 1,15 no caso de vão gravante máximo. E será tomado como igual a 1,00 para vão gravante mínimo, ou no caso de vão reduzido.

O peso da cadeia e de suas ferragens pode ser calculado por:

$$V_1 = K_2 P_{cf} \quad (4.2)$$

Onde:

- $P_{cf}$  – é o peso da cadeia de isoladores;
- $K_2$  – é tomado igual a 1,00.

Na prática é usual adotar para  $K_2$  os mesmos valores de  $K_1$  (1,15 e 1,00) por simplificação.

## 4.2 – Esforços de Tração Axial nos Cabos

Na operação de lançamento dos cabos eles são tracionados com valores de cargas tais que apresentem uma flecha pré-determinada. Quanto menor a flecha maior é o valor da tensão de tração no cabo. Esta operação é feita atendendo a uma tabela de esticamento do cabo, cujas variáveis são: flecha, tensão no cabo e a temperatura.

O valor da temperatura do cabo influencia sobremaneira nos valores dessas cargas de tração, quanto menor a temperatura maior é a carga nesses cabos. A variação das tensões

devida à temperatura é maior nos vãos menores. E para se avaliar a carga máxima de tração num cabo, deve-se fazê-lo com a menor temperatura que o cabo experimentará em sua vida útil, considerando ainda a ação simultânea do vento.

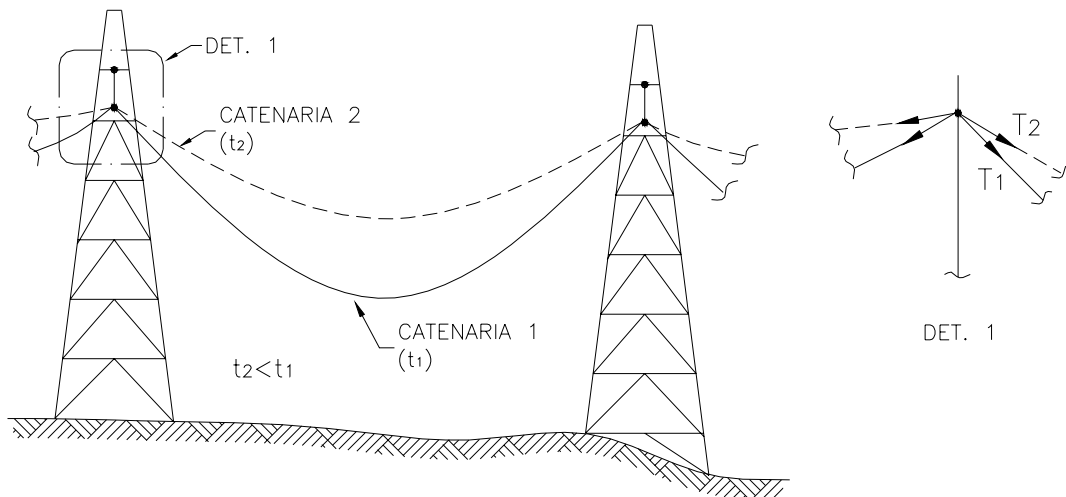


FIGURA 4.3 – Cabo sob variação de temperatura

À maior flecha do cabo corresponde a menor distância do cabo ao solo. Esta última medida é chamada de distância de segurança. Seu valor mínimo é calculado em função da natureza da região ou obstáculos que a linha atravessa, e também da tensão elétrica da linha.



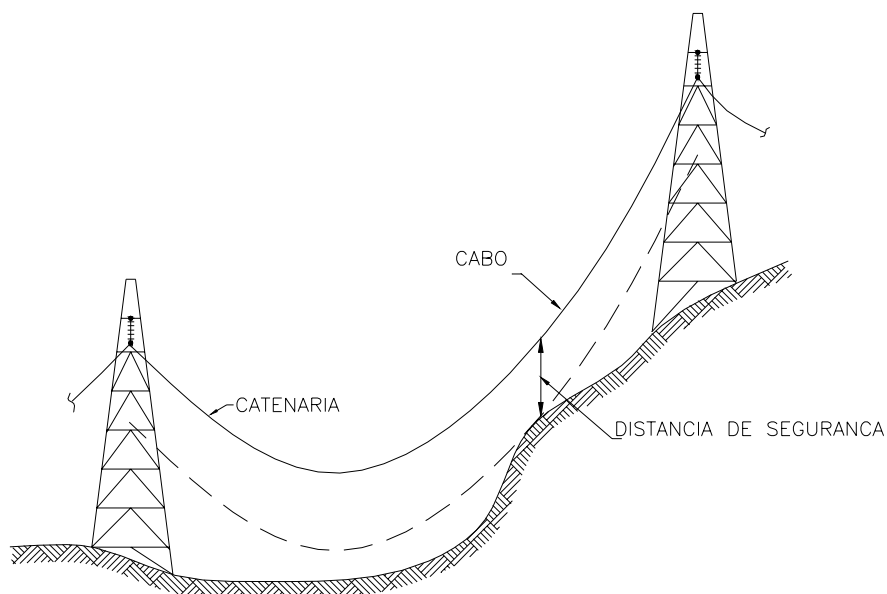


FIGURA 4.4 – Distância de segurança cabo x solo

A ação mecânica dos cabos pode gerar esforços na torre, que são subdivididos em duas ações: carga transversal e carga longitudinal.

#### 4.2.1 Cargas Transversais

Quando o caminhamento da linha de transmissão muda de direção, surge uma componente transversal da carga atuante no cabo.

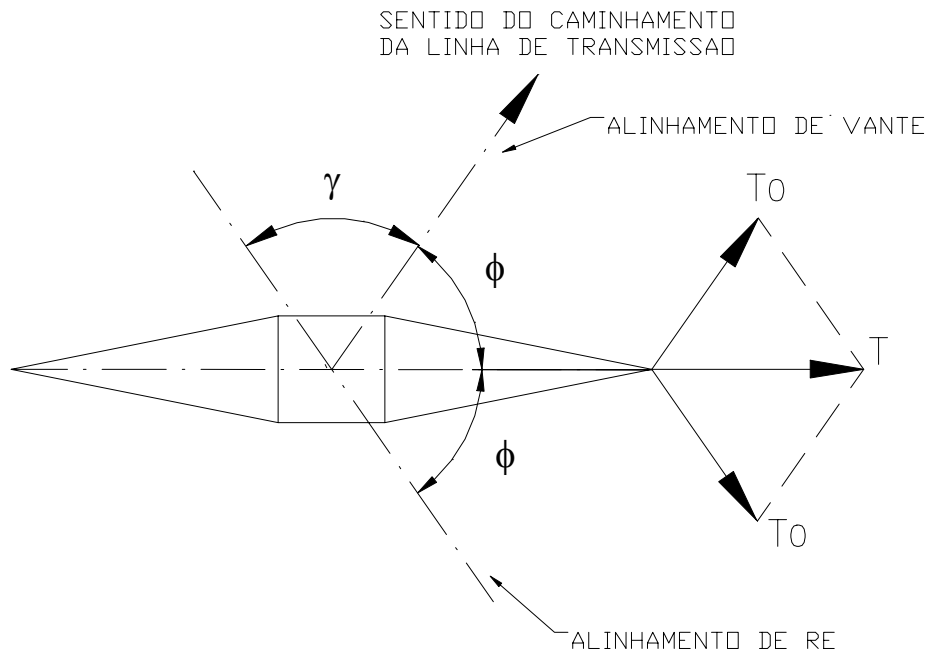


FIGURA 4.5 – Componente transversal da ação dos cabos

Esse esforço transversal a ser considerado atuando na torre pode ser avaliado através da fórmula seguinte, onde se considera que o plano transversal da torre contenha a bissetriz do ângulo entre os cabos.

$$T = 2K_3 T_0 \times \text{sen}\left(\frac{\gamma}{2}\right) \tag{4.3}$$

Onde:

- $T_0$  – valor máximo (horizontal) de tração mecânica do cabo;
- $\gamma$  – valor do ângulo de mudança de direção;
- $K_3$  – fator de majoração sugerido pela NBR 5422 (igual a 1,10)

#### 4.2.2 Cargas Longitudinais

Normalmente os esforços devidos ao cabo são equilibrados (resultante horizontal nula) em sua fixação na cadeia de isoladores. Naturalmente que isto não ocorre em torres de fim de linha, que serve de ancoragem para os cabos.

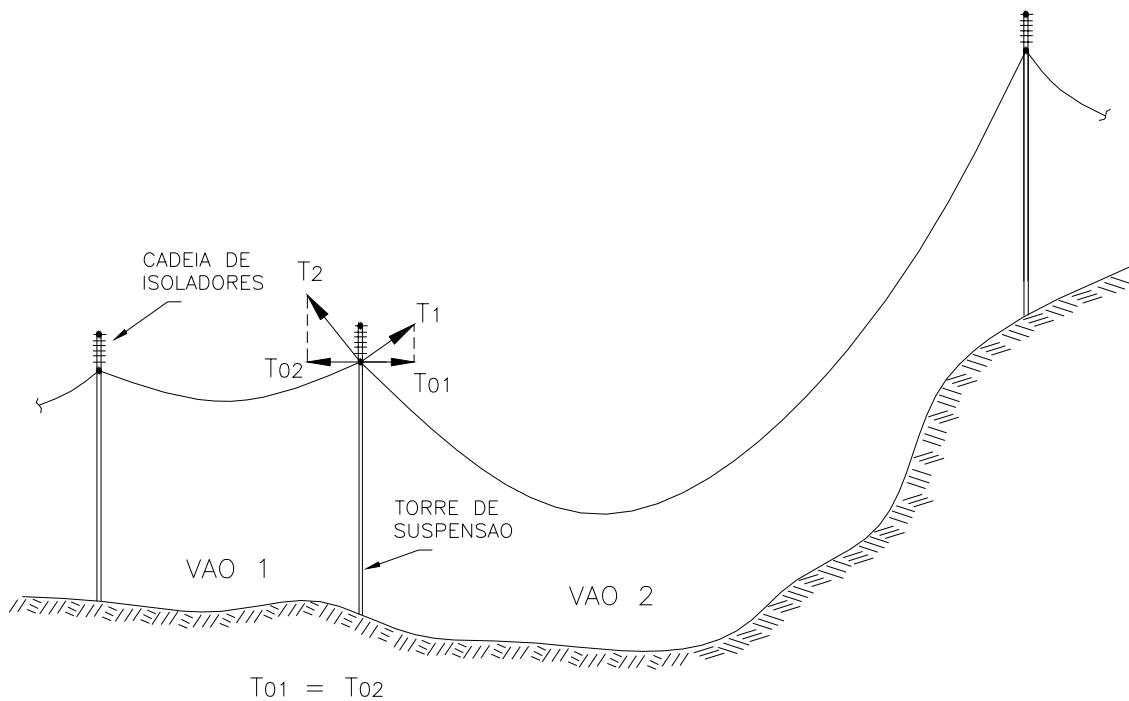


FIGURA 4.6 – Torre de suspensão – equilíbrio dos cabos

Esse desequilíbrio pode ocorrer quando há uma variação desigual de temperatura em vãos adjacentes. Isto ocorre também quando o vento atua sobre os cabos. Esses efeitos são maiores quando vãos adjacentes são muito diferentes entre si.

Essas cargas longitudinais, que solicitam as torres, têm seus valores máximos quando há o rompimento de cabo de um vão, permanecendo o outro vão atuando. Normalmente essa é uma condição crítica para o cálculo da torre, e também para suas fundações.

Quando um cabo condutor se rompe há uma redistribuição de esforços longitudinais devido ao movimento da cadeia de isoladores. Esse efeito é computado na avaliação do valor da carga que o cabo aplica na torre. Pode-se avaliar a carga na torre devida ao cabo rompido em função da tensão no cabo, através da seguinte fórmula:

$$H_1 = zT_0 \quad (4.4)$$

Onde:

- $T_0$  – valor máximo (horizontal) de tração mecânica do cabo;
- $z$  – tomado igual a 0,7 no caso de rompimento de cabo fixado em cadeia de isoladores que podem ter rotação na direção do cabo (condutores de torres de suspensão). E  $z$  é igual a 1,0 quando não há essa possibilidade (pára-raios ou condutores de torres de ancoragens e de torres de fim de linha).

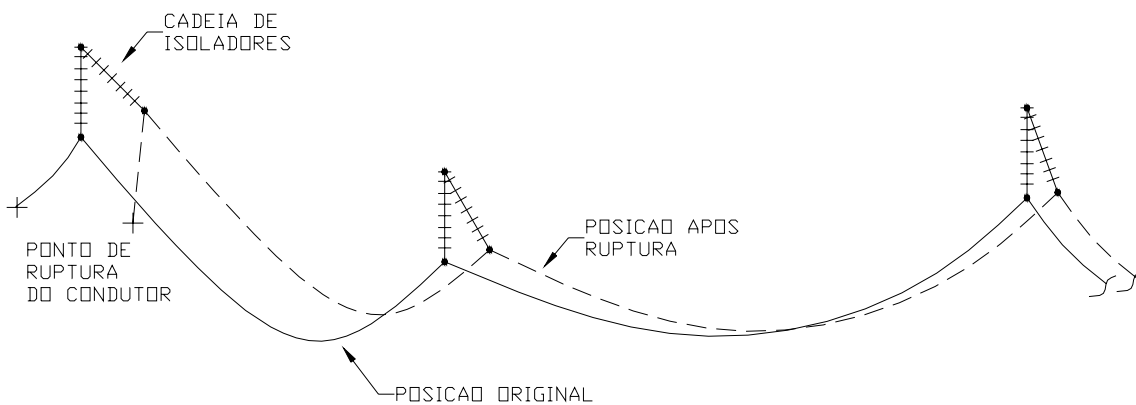


FIGURA 4.7 – Ruptura de cabo e redistribuição de esforços longitudinais

### 4.3 – Ações do Vento

Para as torres de telecomunicação, usualmente, a quantificação das cargas devidas ao vento atende à norma brasileira de vento NBR 6123. Essas torres ainda não possuem norma técnica específica como suas equivalentes de linhas de transmissão. Daí ser bastante comum a utilização de normas estrangeiras nos dimensionamentos dessas torres.

Já a avaliação numérica da ação do vento sobre as linhas de transmissão é regulamentada pela norma brasileira NBR 5422. Ali estão descritos todos os procedimentos a serem seguidos para se quantificar as cargas atuantes nas LT.

### 4.3.1 Ação do Vento segundo a NBR 5422

A NBR 5422 trata a ação do vento baseando-se numa pressão dinâmica de referência  $q_0$  dada pela seguinte expressão:

$$q_0 = \frac{1}{2} \rho V_p^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (4.5)$$

Onde:

- $\rho$  – massa específica do ar, em  $\text{kg/m}^3$ ;
- $V_p$  – velocidade do vento de projeto, em m/s.

O valor de  $\rho$  poderá ser calculado, em  $\text{kg/m}^3$ , pela expressão:

$$\rho = \frac{1,293}{1 + 0,00367t} \times \frac{16.000 + 64t - \text{ALT}}{16.000 + 64t + \text{ALT}} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (4.6)$$

Onde:

- $t$  – temperatura coincidente, em  $^{\circ}\text{C}$ ;
- $\text{ALT}$  – altitude média da região de implantação da linha, em metros.

A temperatura  $t$  é considerada como o valor da média das temperaturas mínimas diárias, e suposta coincidente com a ocorrência da velocidade do vento de projeto.

#### 4.3.1.1 Velocidade básica do vento

A NBR 5422 define como velocidade básica do vento ( $V_b$ ) à velocidade referida a um período de retorno de 50 anos, a 10 m de altura do solo, com período de integração de 10 minutos, e medida em terreno com grau de rugosidade B (TAB. 4.1).

Na falta de dados específicos das velocidades do vento, aquela norma sugere que se obtenham os valores das velocidades básicas através da figura seguinte.



FIGURA 4.8 – Velocidade básica do vento (m/s)

#### 4.3.1.2 Velocidade do vento de projeto

A velocidade de projeto é a velocidade básica do vento, porém corrigida, para levar em consideração o grau de rugosidade da região de implantação da linha, o intervalo de tempo necessário para que o obstáculo responda à ação do vento, a altura do obstáculo e o período de retorno adotado.

Sua expressão é a seguinte:

$$V_p = K_r K_d \left( \frac{H}{10} \right)^{\frac{1}{n}} V_b \quad (\text{m/s}) \quad (4.7)$$

Onde:

- $K_r$  – coeficiente de rugosidade dado na TAB. 4.1;
- $K_d$  – relação entre os valores médios de vento a 10 m de altura do solo, para diferentes períodos de integração e rugosidade de terrenos (FIG. 4.9);
- $(H/10)^{1/n}$  – fator de correção da velocidade de vento para alturas diferentes. O coeficiente  $n$  depende da rugosidade do terreno e do período de integração  $t$ , e seu valor também pode ser obtido a seguir (TAB. 4.2).

Na determinação da velocidade de projeto, a NBR 5422 recomenda considerar o período de integração do vento da seguinte maneira:

- 2 segundos para a ação do vento sobre as torres e as cadeias de isoladores;
- 30 segundos para a ação do vento agindo nos cabos. Esse valor poderá ser adotado, a critério da proprietária da linha de transmissão.

Aquela mesma norma recomenda a adoção do tempo de retorno de, no mínimo, 50 anos para o dimensionamento mecânico das torres.

TABELA 4.1 – Coeficientes de rugosidade do terreno

<b>CATEGORIA DO TERRENO</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DO TERRENO</b>	<b>COEFICIENTE DE RUGOSIDADE <math>K_r</math></b>
A	Vastas extensões de água; áreas planas costeiras; desertos planos	1,08
B	Terreno aberto com poucos obstáculos	1,00
C	Terreno com obstáculos numerosos e pequenos	0,85
D	Áreas urbanizadas; terrenos com muitas árvores altas	0,67

Notas:

- Em vales que possibilitem uma canalização de vento em direção desfavorável para o efeito em questão, deve-se adotar para  $K_r$  uma categoria imediatamente anterior à que foi definida com as características apresentadas na tabela.
- Os valores de  $K_r$  correspondem a uma velocidade de vento média sobre 10 minutos (período de integração de 10 minutos), medida a 10 m de altura do solo.
- As mudanças previstas nas características da região atravessada devem ser levadas em conta na escolha de  $K_r$ .

A figura seguinte apresenta a relação  $K_d$  para a correção da velocidade do vento.



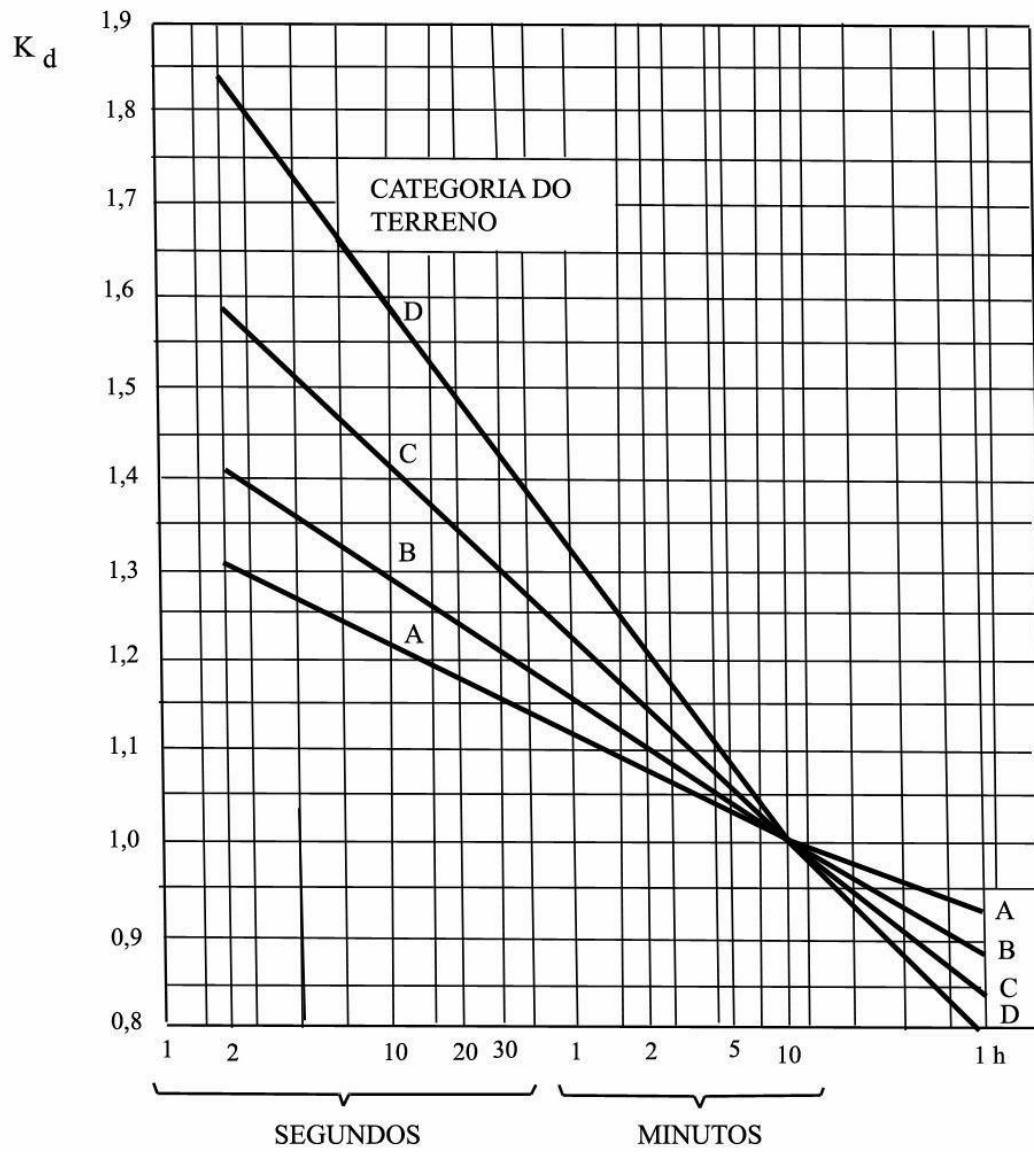


FIGURA 4.9 – Relações entre as velocidades médias a 10 m de altura ( $K_d$ )

O valor do coeficiente  $n$ , utilizado na correção da altura, é dado pela NBR 5422, e reproduzido na TAB. 4.2 a seguir.

TABELA 4.2 – Valores de n para correção da velocidade do vento em função da altura

CATEGORIA DO TERRENO	n	
	t = 2 s	t = 30 s
A	13	12
B	12	11
C	10	9,5
D	8,5	8

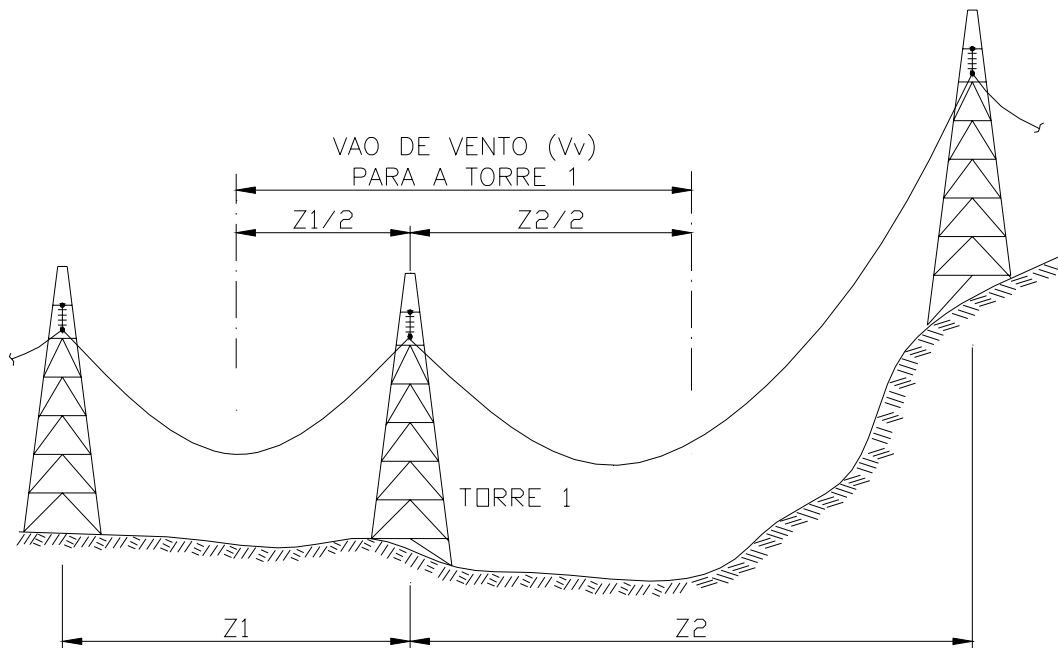
O parâmetro t da tabela é o período de integração.

### 4.3.2 Cálculo da Ação do Vento

A NBR 5422 dá os procedimentos para a avaliação da ação de vento nos cabos condutores, nos cabos pára-raios, nas cadeias de isoladores e suas ferragens, e também na torre. Para cada um desses itens ela fornece fórmulas para se obter o valor das cargas provocadas pela ação direta do vento, que é suposto agindo na horizontal.

#### 4.3.2.1 Ação de vento nos cabos

Para a ação do vento sobre os cabos, atuante sobre uma torre, considera-se como vão de vento ( $V_v$ ) a média aritmética dos vãos adjacentes à torre considerada.

FIGURA 4.10 – Vão de vento ( $V_v$ ) para a torre

O valor do esforço do vento, atuante numa torre, devido a um cabo é avaliado através da seguinte expressão:

$$A_c = q_0 C_{xc} \alpha d V_v \sen^2 \theta \quad (\text{em Newton}) \quad (4.8)$$

Onde:

- $q_0$  – pressão dinâmica de referência (EQ. 4.5);
- $C_{xc}$  – coeficiente de arrasto, igual a 1,0;
- $\alpha$  – fator de efetividade, adimensional, obtido da FIG. 4.11;
- $d$  – diâmetro do cabo considerado, em metro;
- $V_v$  – comprimento do vão de vento, em metro;
- $\theta$  – ângulo de incidência do vento ( $\leq 90^\circ$ ) em relação à direção do vão.

O fator de efetividade  $\alpha$  corrige o fato de que o vento não atua com a mesma intensidade de pressão em todo o comprimento do vão.

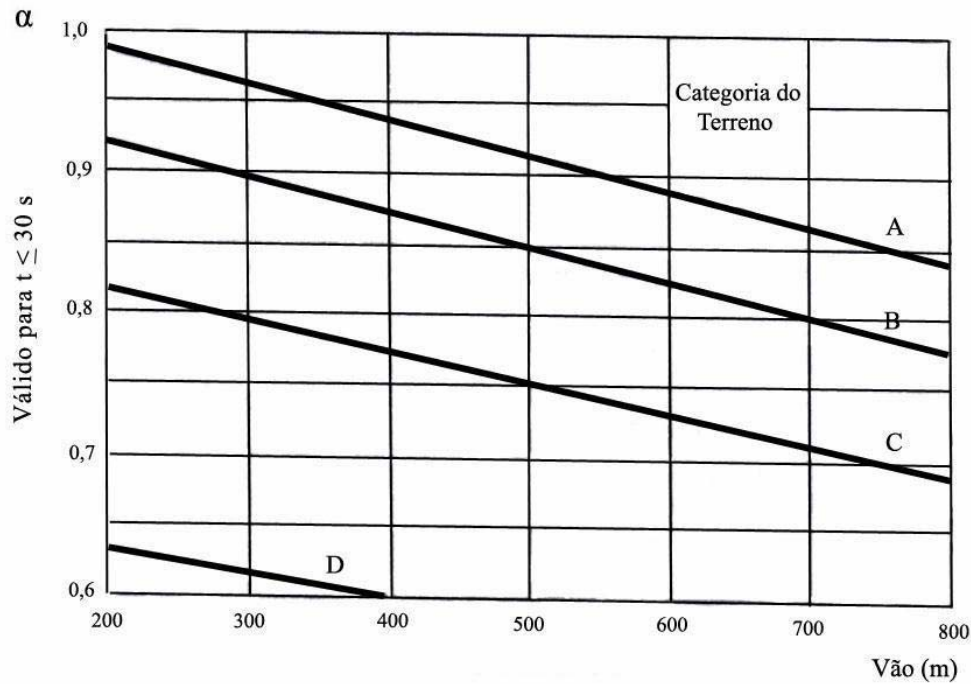


FIGURA 4.11 – Fator de efetividade ( $\alpha$ )

Quando as torres suportam feixes de cabos, deve-se considerar a ação resultante como a somatória das cargas atuantes em cada cabo isolado do feixe, sem considerar qualquer efeito de blindagem.

A velocidade de projeto deverá ser corrigida para a altura média dos cabos em relação ao solo ao longo do vão. Normalmente os projetistas consideram o valor como a soma a distância de segurança mais um terço do valor da flecha do cabo.

#### 4.3.2.2 Ação de vento nas cadeias de isoladores

O esforço devido ao vento nas cadeias de isoladores, atuantes na direção do vento e no ponto de suspensão da cadeia, é dado pela expressão:

$$A_i = q_0 C_{xi} S_i \quad (\text{em Newton}) \tag{4.9}$$

Onde:

- $q_0$  – pressão dinâmica de referência (EQ. 4.5);
- $C_{xi}$  – coeficiente de arrasto, igual a 1,2;
- $S_i$  – área da cadeia de isoladores, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical, em  $m^2$ .

A velocidade de vento deverá ser corrigida para a altura do centro de gravidade da cadeia de isoladores.

#### 4.3.2.3 Ação de vento nas torres

O procedimento indicado pela NBR 5422 para a avaliação do efeito de vento direto nas torres sugere que ela seja subdividida em troncos de alturas  $l$  menores que 10 m. E a velocidade do vento deverá ser corrigida pela altura de cada centro de gravidade dos troncos.

Dependendo de como é constituída a estrutura da torre, a norma oferece uma fórmula para o cálculo da ação do vento.

No caso de torres metálicas constituídas por painéis treliçados de seção transversal retangular, o esforço do vento, atuante no centro de gravidade do painel de altura  $l$ , pode ser avaliado pela expressão seguinte, em Newton:

$$A_t = q_0 (1 + 0,2 \sin^2 2\theta) \times (S_{T1} C_{xT1} \sin^2 \theta + S_{T2} C_{xT2} \cos^2 \theta) \quad (4.10)$$

onde:

- $q_0$  – pressão dinâmica de referência (EQ. 4.5);
- $\theta$  – ângulo de incidência do vento, conforme a FIG. 4.12;

- $S_{T1}, S_{T2}$  – área líquida total de uma face projetada ortogonalmente sobre o plano vertical situado na direção das faces 1 e 2, respectivamente, em  $m^2$ ;
- $C_{xT1}, C_{xT2}$  – coeficiente de arrasto próprio das faces 1 e 2, para um vento perpendicular a cada face, tomado conforme FIG. 4.13, que já leva em consideração as faces de sota-vento e barlavento.

Esses coeficientes de arrasto são para torres reticuladas de seção retangular formadas por barras prismáticas de contorno levemente arredondados.

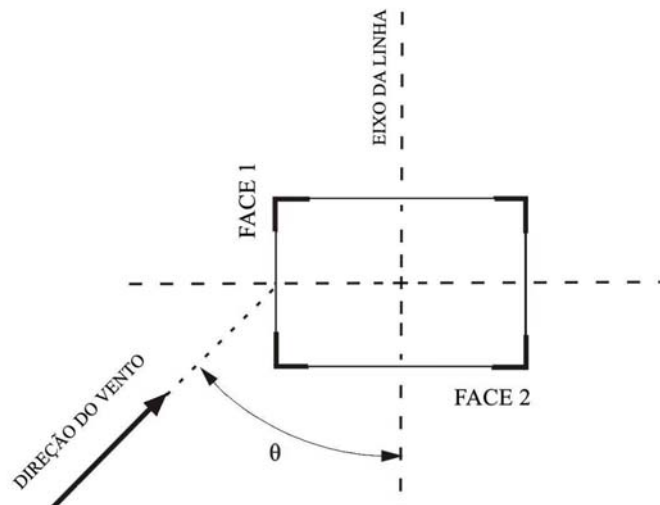


FIGURA 4.12 – Ação do vento sobre um tronco de torre

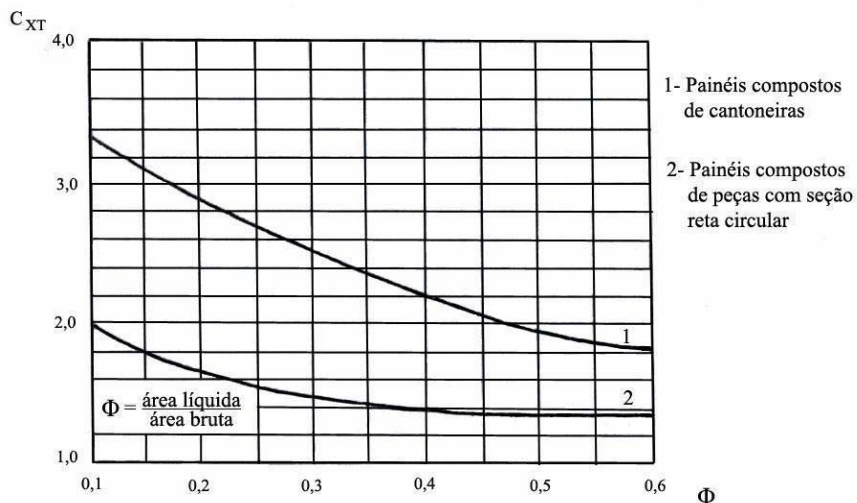


FIGURA 4.13 – Coeficiente de arrasto para painéis de suportes treliçados (índice de área exposta)

A NBR 5422 também apresenta fórmulas para o cálculo da ação do vento nas torres constituídas principalmente por elementos cilíndricos ou cônicos (troncos), e também por elementos tronco piramidais.

#### **4.4 – Hipóteses de Carregamento**

As hipóteses de carregamento das torres tentam reproduzir as possíveis situações em que estas poderão ser solicitadas.

No caso de torres de telecomunicação, o número de hipóteses é bem menor que nas de LT. Como o vento é o carregamento principal, um estudo de sua ação geralmente se baseia na análise de seu efeito, em função do ângulo de sua incidência.

Como essas torres geralmente não são totalmente simétricas por causa dos equipamentos, escadas, plataformas, etc., são estudados ventos incidindo a 0, 30, 45, 60, 90, 120 e 180 graus, em relação a uma determinada face da torre em estudo.

Já nas torres de LT, tem-se um número muito grande de hipóteses de carregamentos. Essas “árvores” de carregamento têm algumas hipóteses básicas, que servem como referência para a montagem das cargas nas torres.

Alguns autores apresentam sugestões para essas hipóteses, e estão indicadas a seguir as condições de carregamento que elas reproduzem (GONTIJO, 1994):

- Hipótese 1 – vento máximo em qualquer direção, e cabos sem romper. Na prática aplicam-se ventos a 0, 45 e 90 graus com relação ao eixo da LT;
- Hipótese 2 – vento com velocidade reduzida, com um cabo pára-raios rompido;
- Hipótese 3 – vento com velocidade reduzida, e um cabo condutor rompido;
- Hipótese 4 – cargas devidas à construção, ou montagem, com o lançamento dos cabos condutores e pára-raios.

A combinação das cargas de cabo rompido e vento atuando, tem como carga principal a ação do cabo, e como secundária a do vento. Com isto a carga do vento tem como fator de ponderação um valor menor que a unidade ( $\psi = 0,6$ ). Isto leva à denominação “vento com velocidade reduzida”, ou “vento reduzido”, que normalmente se utiliza nos projetos.

Quando é desenvolvido o projeto de uma torre, leva-se em consideração as cargas dos cabos para vãos máximos, como também para vãos mínimos. Em geral as máximas cargas de tração nas fundações ocorrem com a condição de carga vertical reduzida.

Dentro dessas hipóteses de carregamento são incluídas todas as possibilidades de configuração (montagem) da torre, relativas às combinações de extensões e de alturas de pés.

Nestas hipóteses são consideradas também as possibilidades de montagem de “um circuito elétrico montado”, “dois circuitos elétricos montados”, “vento à esquerda”, “vento à direita”.

Do ponto de vista das fundações, normalmente as hipóteses críticas são em número de duas, ou quatro, redundando geralmente nos seguintes carregamentos:

- compressão máxima com horizontais correspondentes;
- tração máxima com horizontais correspondentes;
- força horizontal transversal máxima;
- força horizontal longitudinal máxima.

Como as torres geralmente são treliçadas, portanto, com os nós articulados, considera-se que elas não aplicam momentos fletores nas fundações nos pontos de apoio.



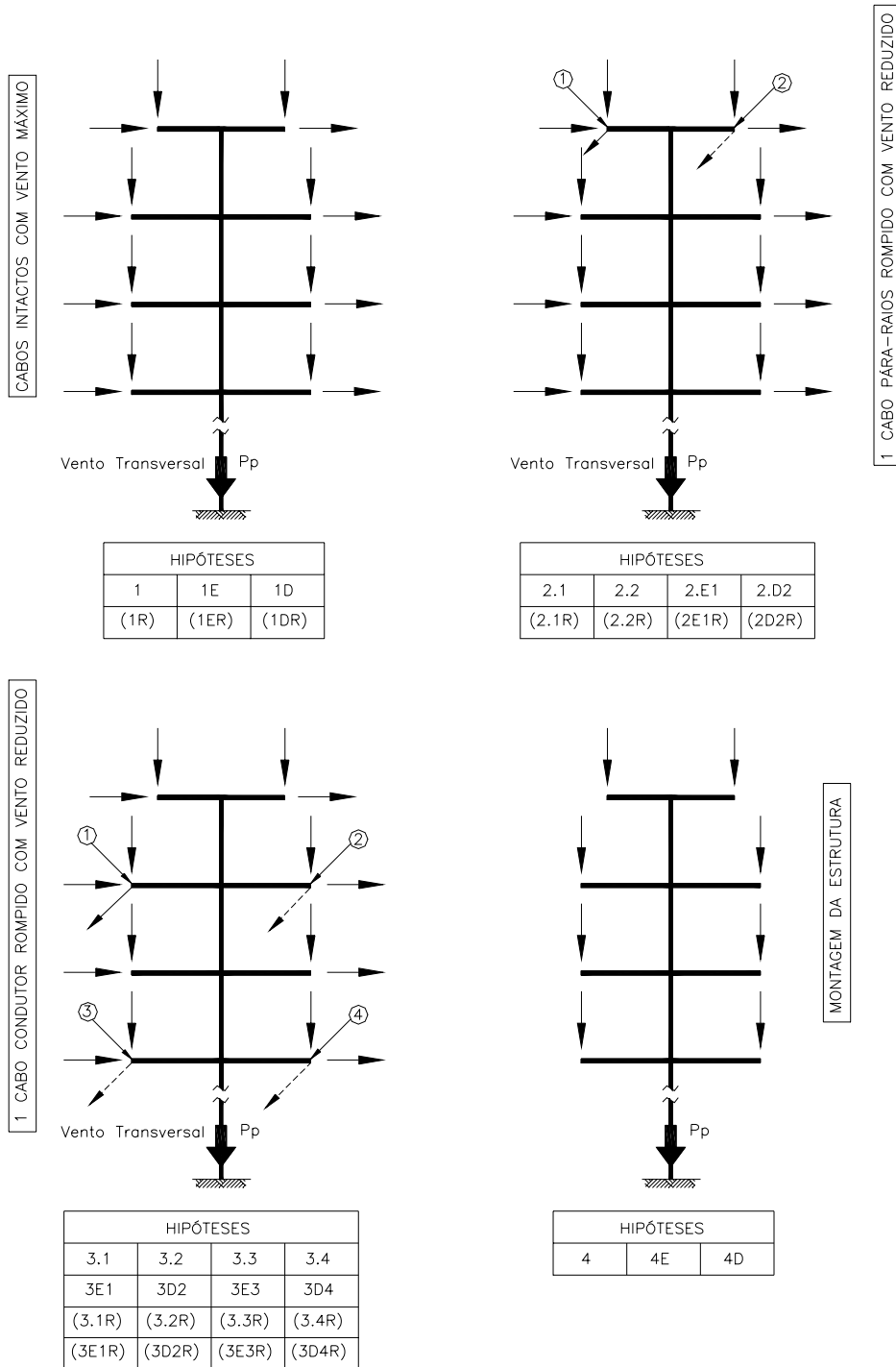


FIGURA 4.14 – Árvores de Carregamento em Torres de LT – Hipóteses Básicas

## **4.5 – Outras Ações a Considerar**

A seguir são listadas outras ações que podem atuar nas torres de LT.

### **4.5.1 Cargas de Montagem e de Manutenção**

Durante a montagem da torre e quando do lançamento dos cabos, as torres ficam submetidas a cargas dinâmicas e assimétricas, estas últimas no sentido longitudinal do caminhamento da linha.

No caso de manutenção, a descida de um cabo de uma torre acarreta o incremento da carga vertical nas torres adjacentes.

A NBR 5422 sugere que as partes das torres, que sejam pontos de solicitação, devam ser capazes de resistir de 1,5 a 2,0 vezes o equivalente estático produzido pela carga de içamento ou de manutenção.

Embora essas ações sejam importantes para o dimensionamento da estrutura, normalmente elas não conduzem a esforços críticos para as fundações.

### **4.5.2 Sismos**

Os efeitos de terremotos (acelerações horizontais e verticais) também são verificados no dimensionamento das torres. No entanto esta combinação de cargas não chega a ser crítica para as fundações, uma vez que são aceitos coeficientes de segurança reduzidos em função da baixa probabilidade de ocorrência, e da duração deste efeito, além do amortecimento dos esforços pelos cabos, no caso de linhas de transmissão.

### **4.5.3 Neve e gelo**

Quando há ocorrência de neve e de depósito de gelo nos cabos e nas torres, as áreas de exposição ao vento e o peso aumentam, sobrecarregando as estruturas.

Porém esse fenômeno não ocorre na maioria das torres no território brasileiro.

### **4.5.4 Recalques nas fundações**

As estruturas das torres geralmente são bastante flexíveis e aceitam recalques, sem que sejam introduzidos esforços secundários relativamente grandes naquelas estruturas. Os recalques encontrados na prática, geralmente, são menores que os valores absolutos que se permitem para as fundações em si, o que não conduz a uma situação crítica.

No entanto, nas torres de telecomunicação, os limites das deformações são mais rigorosos, tanto nas fundações como nas torres em si, principalmente naquelas em que são instaladas antenas parabólicas.

Esse rigor tem seu fundamento no fato de que as antenas parabólicas transmitem sinais com seu foco em outra antena. Assim, um pequeno recalque diferencial na fundação significa um deslocamento horizontal no topo da torre.

Esse controle é feito nas condições de serviço (ou operacional) da torre, não havendo limite nas combinações últimas de cargas, ou de ruína. Essa rotação admissível no topo da torre é função do tipo de antena utilizada, bem como da tecnologia empregada, ficando, a cargo do proprietário da torre, indicar esses limites máximos. A título de informação, um limite de rotação atualmente utilizado é da ordem de 30'.

#### **4.5.5 Impactos e empuxos de água ou de solo**

Geralmente as torres não são dimensionadas para receberem esses esforços. E quando há tal possibilidade, procura-se protegê-las com estruturas adicionais, ou mesmo busca-se relocar as torres para evitar esses possíveis acidentes.

#### **4.6 – Particularidades das torres de LT e torres de telecomunicação**

Com relação aos carregamentos nas torres observam-se algumas particularidades entre as torres de LT e as de telecomunicação.

As torres de telecomunicação recebem os esforços de vento diretamente sobre elas, e sobre os seus equipamentos. Os valores dos esforços de projeto são aqueles preconizados pelas normas.

Assim todo o carregamento dessas torres é real, pois elas se encontram implantadas em pontos geográficos bem determinados, e de topografia conhecida.

Para as torres de LT, é desenvolvido um projeto único para cada tipo de torre em função de seu desempenho, por exemplo, um único projeto de torre de suspensão. E esse projeto contempla as várias composições de montagem da torre, como por exemplo, a torre pode ser montada com extensões, e com várias combinações de altura de pés, inclusive desnivelados, para atender a todas situações de aplicação nos locais de projeto.

Embora cada torre seja implantada em um ponto diferente, o projeto de fundação típica considera a pior condição de combinação de carga prevista para ela, o que nem sempre representa a real situação de cada torre implantada.

Para as torres de LT, pode-se afirmar que o carregamento do vento sobre elas é mais “estatístico” do que aquele atuante nas torres de telecomunicação. Contribui para isso o fato

de se utilizar a mesma torre (mesmo projeto) para vários locais de implantação, que apresentam topografias, rugosidades do terreno, velocidade de vento, entre outros fatores, que não são constantes em cada torre implantada.

Outras “diferenças” entre as torres em questão são as hipóteses de carregamento sobre elas. A torre de LT tem situações críticas que consideram, por exemplo, a possibilidade de ruptura de cabos, enquanto que nas torres de telecomunicação isto não é possível.

Observa-se ainda que, nas torres de linhas de transmissão, a condição de compressão ou de tração máxima ocorre em dois pés adjacentes simultaneamente: dois comprimidos e dois tracionados, com o vento atuando na direção transversal ao eixo da linha. Esse é o caso da maioria das torres de suspensão.

Já nas torres de telecomunicação, a força de obstrução é máxima quando o vento atua obliquamente em relação às suas faces (a 45° no caso de torres de seção quadrada), o que provoca forças de tração e compressão extremas em pés diagonalmente opostos.

# 5

## PROTEÇÃO DAS FUNDAÇÕES

As fundações das torres, como toda estrutura, deverão ser protegidas para garantir a sua integridade física, vida útil e desempenho.

### 5.1 – Proteção Física

Para assegurar a integridade física da fundação, e do seu entorno, são executadas obras complementares de drenagem, de contenções, desvios, defensas rodoviárias, entre outras. Além disso, preocupa-se também em eliminar voçorocas, e em replantio nos locais de construção das torres, como já descrito anteriormente, no item sobre impacto ambiental provocado pela LT.

Observa-se ainda a ação prejudicial dos formigueiros e dos cupinzeiros, pelo fato de que essas colônias podem crescer e afetar as fundações. Há relatos de formigueiros que provocaram problemas em fundações de torres, por desestabilizarem o solo sob elas.

## 5.2 – Proteção Química

Alguns processos de proteção química são utilizados nas fundações.

Nas fundações em concreto armado, a armadura é protegida aumentando-se o cobrimento de concreto que a envolve, pois ele oferece um meio alcalino ( $\text{pH} > 10$ ) que é inibidor do processo. Assim em solos muito ácidos, o aumento do cobrimento de concreto oferece um acréscimo na vida útil da fundação. Apenas a título de informação, nota-se que a maioria dos solos brasileiros tem o pH da ordem de 5, sendo, portanto, solos ácidos.

Sabe-se que o concreto armado apresenta fissuras quando submetido à tração. Sabe-se também que as fissuras podem permitir que ácidos dissolvidos em água ataquem a armadura da peça. Nestes casos, essas fissuras são controladas, desde a fase de projeto das peças de concreto, diminuindo, ou mesmo eliminando, as aberturas das fissuras. Este procedimento é bastante comum nos projetos de concreto armado. Este procedimento é utilizado quando as fundações são implantadas em locais com presença de água, mesmo que esta situação não seja permanente (lençol freático variável).

Nas fundações metálicas, quando não se usa proteção, considera-se a capacidade do elemento de fundação reduzida desprezando-se uma parcela da área da seção transversal. É o caso de estacas metálicas. Nelas, para levar em conta o efeito da corrosão, considera-se diminuição de 1,5 mm em todo o perímetro da estaca.

No caso de fundações em grelhas metálicas, podem ser utilizadas pinturas convencionais, ou com tintas com pigmentos poliméricos. Embora esse tratamento seja caro, às vezes não é eficiente, ou melhor, tem vida útil relativamente pequena.

A proteção mais utilizada em grelhas metálicas é a galvanização a quente. Esse processo é utilizado para proteger as torres, e também as peças enterradas.

### **5.3 – Proteção Galvânica**

Para solos com baixa resistividade elétrica ( $\leq 200$  a  $300 \text{ ohm x m}$ ), há grande possibilidade de corrosão galvânica do material metálico enterrado.

Esta corrosão pode ser inibida por vários processos. Usualmente aplicam-se eletrodos de zinco, como eletrodos de sacrifício. Tais elementos funcionam como massa a ser consumida pelo processo, em lugar de ser removido o material metálico da estrutura (trecho enterrado).

Este procedimento, portanto, é um inibidor do processo de corrosão direto do material enterrado, uma vez que a corrosão se processa no eletrodo de zinco. Dito eletrodo é conectado convenientemente ao material enterrado que se quer proteger, de forma que o processo de inibição de corrosão se desenvolva adequadamente.

Outro processo, tal como a injeção de corrente elétrica inibidora, também pode ser considerado. Normalmente este processo é apenas usado em tubulações enterradas (dutos de gás ou óleo, minerodutos, etc.), ou seja, em dutos de grande importância.



# 6

## **INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES PARA IMPLANTAÇÃO DAS FUNDAÇÕES**

Neste capítulo serão vistas informações obtidas no campo que não só auxiliam, como também definem o tipo de fundação a ser adotada num determinado local.

Serão vistos conceitos básicos de geologia e de geotecnia, bem como são obtidos os parâmetros geotécnicos dos solos para a elaboração dos projetos das fundações.

### **6.1 – Relatório de Inspeção de Campo**

Este relatório é feito por profissional experiente, o qual cataloga informações que subsidiam as definições das fundações, bem como a estratégia de execução de montagem das torres.

As informações contidas nele são de várias naturezas como se pode observar a seguir:

- informação sobre a acessibilidade ao local;
- informação sobre a vegetação (árvores protegidas por lei);
- informação sobre a possibilidade de equipamentos agrícolas transitarem no local (proteção das fundações e estais das torres), ou mesmo utilização de outros equipamentos, tal como pivô central para irrigação;
- informação sobre a necessidade de pequenas obras de proteção das fundações, ou do terreno local (contenção, drenagens e replantio da vegetação);
- disponibilidade de materiais de construção na região;
- informação da existência de outra linha, e quais soluções foram adotadas para as fundações;
- documentação fotográfica;
- topografia do local, se acidentada ou não;
- informações preliminares da natureza do solo;
- informação sobre possibilidade de lençol freático elevado;
- informação sobre a possibilidade de o local ser inundável;
- dados sobre a estabilidade dos solos e das encostas;
- determinação da necessidade de se fazer sondagem geotécnica complementar;
- informações especiais, tal como relocação da torre para evitar algum acidente geográfico, construção, ou mesmo facilidade de execução dos trabalhos;
- informações complementares relatando a existência de adutoras, redes de água e de esgoto;
- dados da cultura local de métodos construtivos e de soluções para fundações.

A FIG. 6.1 mostra um exemplo de relatório de campo, que ilustra como as informações são coletadas e formatadas para interpretação no projeto das fundações.

**LT 138 kV, BOM DESPACHO – SÃO TIAGO - INSPEÇÃO DE LOCAÇÃO DE ESTRUTURAS**

Nº 2 SERÁ RELOCADA SIM( ) NÃO(X)  
 TIPO TS ALTURA 16,0 m ALINHAMENTO( ) ÂNGULO(X)  
 ESTACA DE REFERÊNCIA MV2 / T.2

SEÇÕES (VERIFICAÇÃO DE CAMPO)

( ) SOBE	( ) SOBE	( ) SOBE	( ) SOBE
A (X) PLANO	B (X) PLANO	C (X) PLANO	D (X) PLANO
( ) DESCE	( ) DESCE	( ) DESCE	( ) DESCE

ESTRUTURA LOCADA COM TODOS OS PIQUETES?

SIM ( ) NÃO (X) QUAIS? ( ) VERMELHO (X) AZUL (X) VERMELHO  
 (X) AMARELO (X) CENTRAL (X) AMARELO  
 (X) VERMELHO ( ) AZUL (X) VERMELHO

PERFIL SECUNDÁRIO SUPERIOR ( ) DIREITA ( ) ESQUERDA (X) PLANO

ACIDENTES PRÓXIMOS DA ESTRUTURA DOS ESTAIS (CROQUIS)

( ) BREJO	( ) ENCOSTA ÍNGREME	( ) LINHA DE DISTRIBUIÇÃO
( ) ÁGUA CORRENTE	( ) VALETA	( ) CARVOEIROS
( ) ESTRADA	( ) EROSIÃO	( ) CARREADOR
( ) ENXURRADAS	( ) LOCAL INUNDÁVEL	( ) FORMIGUEIROS
( ) CERCA DE DIVISA	( ) OUTROS (CITAR)	

NATUREZA DO TERRENO

( ) SECO	(X) COMUM	( ) CASCALHO	( ) BREJO
( ) ÚMIDO	( ) ROCHOSO	( ) PEDREGOSO	( ) MOLEDO

SONDAGEM SERÁ NECESSÁRIA ( ) SIM (X) NÃO  
 FUNDAÇÃO ESPECIAL PROVÁVEL ( ) SIM (X) NÃO

ESTRUTURA RELOCADA \_\_\_\_\_ m A VANTE \_\_\_\_\_ m A RÉ  
 \_\_\_\_\_ m A ESQUERDA \_\_\_\_\_ m A DIREITA

ACESSO A ESTRUTURA (X) BOM ( ) RAZOÁVEL ( ) RUIM

FORAM TIRADAS FOTOGRAFIAS ( ) NÃO (X) SIM Nº FOTO 1

VÃO (VANTE) \_\_\_\_\_

TRAVESSIA CONFORME PERFIL E PLANTA? (X) SIM ( ) NÃO

TIPO DE VEGETAÇÃO

( ) MATO	( ) CULTURA	( ) EUCALIPTAL	( ) CERRADO	( ) BREJO
( ) CAPOEIRA	(X) PASTO	( ) VEGETAÇÃO PERMANENTE	_____ m DA ESTACA Nº _____	

PARALELISMO-  
 OBSTÁCULO NA FAIXA-  
 EXPLORAÇÃO DE PEDREIRA-  
 OUTROS (CITAR) -

FIGURA 6.1 – Relatório de Inspeção de Campo

## **6.2 – Informações Básicas Sobre Solos**

Como as linhas de transmissão percorrem grandes extensões de terreno, uma campanha de investigação geotécnica tem sua importância, a qual visa tipificar, e caracterizar os solos.

E como as fundações das torres são construídas nas mais diversas profundidades, e nos mais diversos tipos de solos e de rochas, torna-se primordial o conhecimento das características mecânicas desses últimos.

A escolha, tecnicamente correta, do tipo das fundações é baseada em conceitos da geologia e da geotecnia. Esses conceitos também são importantes para uma correta interpretação dos dados de sondagens, ou mesmo das informações de campo.

### **6.2.1 Conceitos básicos de geologia**

Nos horizontes em que as fundações são construídas, os materiais encontrados podem ser classificados como na mecânica dos solos. E assim serão descritos a seguir:

1- Rochas – são agregados naturais, podendo ser compactos, consolidados, ou não, e constituídos por um (rocha simples), ou mais tipos de minerais (rochas compostas). E, em função de suas gêneses, as rochas podem se subdividir em:

1-1 – magmáticas ou primárias, que se originam do magma resfriado. Como exemplo dessas rochas pode ser citado o basalto, o granito, o diorito, o gabro, o diabásio (dolerito), entre outros;

1-2 – sedimentares, que vem da sedimentação e da consolidação de materiais sedimentares, os quais tem origem em rochas decompostas e transportadas (pelo vento, água ou gelo). Podem ainda ter origem por processo químico a pouca

profundidade. Na formação dessas rochas existe um ciclo a ser percorrido. Primeiramente tem-se os intemperismos que são processos físico-químicos que transformam o material de coerente a incoerente. Logo depois se dá a erosão, seguida do transporte e da deposição, os quais promovem a acumulação dos sedimentos. E na seqüência final ocorre a diagênese (ou litificação), que constituem os processos de compactação e de cimentação (endurecimento) da “nova” rocha. Para exemplificar podem-se indicar as seguintes rochas sedimentares: argilito, arenito, siltito, calcário, dolomito, sílex, etc.

1-3 – metamórficas, que são as provenientes da alteração da estrutura e/ou da mineralogia de outras rochas já existentes. Esta modificação é em função de temperatura e de pressão incomuns, podendo ainda ser devida a transformações químicas. Pode-se citar algumas rochas metamórficas: gnaisse, quartzito, micaxisto, ardósia, filito, mármore, itabirito, etc.

Os fragmentos de rocha têm a seguinte terminologia, segundo a NBR 6508/95:

- blocos de rocha – diâmetros superiores a 1 m;
- matacão – diâmetros entre 1 m e 20 cm;
- pedra de mão – diâmetros entre 20 cm e 6 cm;
- pedregulho – diâmetros entre 2 cm e 6 cm.

2- Solos – têm suas origens na alteração das rochas em função do intemperismo, tendo eles as características mineralógicas das rochas originais.

Os solos também têm as seguintes terminologias, em função de sua granulometria, segundo a NBR 6508/95:

- pedregulhos – diâmetros de 6 cm a 2 cm;
- areia grossa – diâmetros de 2 cm a 0,6 mm;
- areia média – diâmetros de 0,6 a 0,2 mm;

- areia fina – diâmetros de 0,2 a 0,06 mm;
- silte – diâmetros de 0,06 a 0,002 mm;
- argila – diâmetros inferiores a 0,002 mm.

Os solos podem ainda ser classificados como se segue:

2-1 – Solos residuais são aqueles que não sofreram transporte, permanecendo sobre a rocha de sua origem. Eles mantêm a composição mineralógica da rocha matriz. Os basaltos, os filitos e os calcários dão origem a solos argilosos, os quartzitos a solos arenosos, e os granitos a solos argilosos com areia, etc.

As sondagens executadas nos solos residuais geralmente indicam camadas de transição deste solo para a rocha matriz, não indicando uma separação definida entre a rocha e o solo. Esta estratificação geralmente aparece, das camadas superiores para as camadas inferiores, na seguinte seqüência:

- solo residual – camada superior que não apresenta mais as características da rocha;
- solo de alteração de rocha – camada que ainda oferece relação com a rocha original, apresentando grânulos minerais ainda não decompostos, maciço com estrutura, etc;
- blocos de rocha, matacões e pedras – que são volumes remanescentes que, devido à sua dureza, não foram ainda decompostos, permanecendo imersos nas camadas superiores do solo;
- rocha alterada – mantêm ainda as características da rocha matriz (composição e estrutura), mas com resistência e dureza inferiores;
- rocha sã – que é a rocha propriamente dita, sem alteração.

2-2 – Solos transportados ou sedimentares são aqueles originários da decomposição de rochas, e que são transportados para outro sítio. Ali formam depósitos, geralmente, com menor consolidação (mais fofos) do que os solos residuais.

Em função do modo como são transportados, da sua localização geográfica, e da sua composição esses solos são denominados:

- solos de aluvião, ou aluvionar – são aqueles transportados por água, por cursos d'água, e ficam acumulados nas margens e fundos dos mesmos;
  - solos orgânicos – possuem grande quantidade de material orgânico. São típicos de bacias planas, de baixadas marginais de curso d'água e de regiões litorâneas, manifestando-se também em depressões do terreno;
  - solos coluvionais – têm como origens de transporte a ação gravitacional principalmente. Geralmente são depósitos de solos que ficam junto a encostas e a elevações do relevo. Apresentam-se inconsistentes, porosos, portanto, permeáveis, e sujeitos a deslizamentos;
  - solos eólicos – cujo transporte é feito pelo vento, como as dunas, por exemplo;
  - solos concrecionados – esses são os solos que, após sedimentados, sofrem cimentação por infiltrações naturais (soluções alcalinas, compostos ferruginosos, etc.);
  - solos glaciais – são aqueles transportados pelo gelo, que geralmente são constituídos de cascalhos, ou conglomerados de origem argilosa.
- 3- Turfas – são solos que apresentam grande quantidade de material orgânico e carbônico. Elas localizam-se, geralmente, em regiões pantanosas, e têm consistência mole, e baixa resistência. Não raro esses solos são combustíveis, e têm odor característico de matéria orgânica em decomposição.
- 4- Bentonitas – são argilas originadas da alteração química das cinzas vulcânicas, e apresentam granulometria muito fina.
- 5- Aterros – esses são classificados como depósitos artificiais, e são constituídos por qualquer tipo de solo ou de entulho.

## 6.2.2 Conceitos básicos de geotecnia

Alguns conceitos básicos de geotecnia auxiliam na quantificação dos parâmetros dos solos. E para se obter esses dados aqui serão abordados os métodos de investigação dos solos, sem tentar esgotar o assunto, mas de modo a permitir a interpretação de seus resultados, e também subsidiar sua aplicabilidade nos projetos de fundação de torres.

Logo em seguida serão vistas as avaliações dos parâmetros dos solos.

### 6.2.2.1 Investigações geotécnicas do subsolo

Vários são os tipos de investigações geotécnicas que são utilizados na Engenharia de Fundações (BOWLES, 1984). Mas no caso específico de linhas de transmissão e de locais de implantação de torres de telecomunicação, utilizam-se três tipos de investigações, basicamente:

- sondagem a trado;
- sondagem tipo SPT (*standard penetration test*), NBR 6484;
- sondagem rotativa e mista.

A execução de sondagens, ao longo das linhas de transmissão, tem seu lugar já na fase de projeto. Ao se definir o perfil ou traçado da linha, pode-se implementar o Plano de Execução de Sondagens.

É imprescindível a experiência de um geotécnico neste tipo de trabalho, o qual poderá alterar aquele plano de sondagens pré-estabelecido. Por exemplo, se julgar conveniente, ele poderá executar maior número de sondagens, ou diminuir a quantidade delas. Ele poderá determinar a profundidade em que uma sondagem poderá ser interrompida, ou mesmo concluir pela não execução de uma investigação em determinado local.

O plano de sondagem tem algumas informações básicas sobre a LT a ser construída, tais como:



- tipo de estruturas (torres) a serem utilizadas (se estaiada ou autoportante, se de suspensão ou de ancoragem);
- ordem de grandeza das cargas que as torres descarregam nos solos;
- acidentes geográficos a serem transpostos;
- topologia da região de implantação da linha.

Normalmente as sondagens tipo SPT fornecem dados que caracterizam o solo de um trecho do terreno. Já as sondagens a trado são utilizadas para a confirmação da tipificação desse solo, para a interpolação, ou mesmo extrapolação dos dados obtidos nas sondagens do tipo SPT.

Em linhas de transmissão, geralmente, a relação entre o número de sondagens SPT e a trado é de 1 para 10, embora esta relação possa variar em função da região. Por exemplo, para a região do Sertão do Nordeste Brasileiro, onde se encontra terreno superficial bastante compacto, resistente, e de características quase que invariáveis por longos trechos, presume-se que o número de sondagens SPT possa ser bastante reduzido e as sondagens a trado, muitas vezes, dispensadas.

#### **6.2.2.1.1 Sondagens a trado**

Consiste em coletar amostras do solo utilizando-se de um trado em forma de concha (NBR 9603).

Normalmente os trados são operados manualmente, e não é incomum ver, nos relatórios, descrições das dificuldades encontradas pelo operador para escavar (fácil, média ou difícil).

As amostras são caracterizadas pelo procedimento tátil-visual e anotadas no relatório. Naturalmente essa sondagem não quantifica os parâmetros dos solos. Porém ela fornece

subsídios que, associados aos dados da sondagem SPT, permitem traçar o perfil geológico do universo objeto de estudo.

Na campanha de sondagem, esse ensaio permite que o sondador decida sobre a necessidade de se executar uma complementação usando sondagem do tipo SPT, não prevista, para melhor caracterizar o subsolo.

Esta investigação, utilizando trado manual, geralmente é feita até 3 m de profundidade, embora esse valor não seja o máximo. Isto ocorre pela própria limitação dos equipamentos por serem de operação manual, e porque naquela profundidade geralmente ocorre o assentamento das fundações das torres. Daí a larga utilização deste tipo de investigação do solo, acrescentando-se a isto o seu baixo custo, e a utilização de mão-de-obra não qualificada.

Resumindo, as informações que se obtém com a investigação com o trado manual são:

- tipo de solo encontrado;
- detecção da presença e da profundidade do nível de água (N.A.);
- grau de dificuldade de escavação;
- indicação de possível afloramento de rocha.

Alguns relatórios de sondagem a trado estão mostrados a seguir.

ST 42 - Estrutura 42 (TS)			
DE	PARA	DESCRIÇÃO	OBSERVAÇÕES
0,00	0,70	Argila arenosa marrom amarelada com muitos pedregulhos de arenito e cascalho laterítico.	NA= seco
0,70	1,10	Argila muito arenosa amarela	
1,10	1,80	Areia fina a média pouco argilosa amarela (arenito decomposto = friável)	
1,80		Impenetrável	
* Prever uso de rompedor *Avanço com Alavanca			

ST 43 - Estrutura 43 (TA1)			
DE	PARA	DESCRIÇÃO	OBSERVAÇÕES
0,00	1,25	Cascalho laterítico médio a grosso em argila arenosa amarela avermelhada.	NA= seco
1,25		Impenetrável em matacão	
* Prever uso de rompedor *Avanço com Alavanca			
ST 43 A - Estrutura 43 (TA1) 3,00m a Ré			
0,00	1,25	Cascalho laterítico médio a grosso em argila arenosa amarela avermelhada.	NA= seco
1,25		Impenetrável em matacão	
* Prever uso de rompedor *Avanço com Alavanca			

ST 44 - Estrutura 44 (TS)			
DE	PARA	DESCRIÇÃO	OBSERVAÇÕES
0,00	1,95	Argila arenosa marrom amarelada.	NA= seco
1,95	3,00	Argila arenosa amarela com cascalho laterítico médio.	

ST 45 - Estrutura 45 (TS)			
DE	PARA	DESCRIÇÃO	OBSERVAÇÕES
0,00	1,60	Argila arenosa marrom amarelada.	NA= seco
1,60	2,15	Argila arenosa amarela com cascalho laterítico médio a grosso.	
2,15		Impenetrável em cascalho.	

ST 46 - Estrutura 46 (TS)			
DE	PARA	DESCRIÇÃO	OBSERVAÇÕES
0,00	0,90	Cascalho laterítico médio a grosso em argila arenosa marrom amarelada.	NA= seco
0,90	3,00	Argila pouco arenosa vermelha.	
* Avanço com alavanca			

FIGURA 6.2 – Relatórios de Sondagem a Trado

### 6.2.2.1.2 Sondagens à percussão (SPT) ou ensaio de penetração dinâmica

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é um dos métodos mais simples para se obter informações sobre o grau de compactação do solo *in-situ* (NBR 6484). Consiste em contar o número de golpes N necessários para que um peso de 65 kgf, caindo da altura de 75 cm, força um amostrador de 2” de diâmetro externo penetrar 30 cm no solo. O número N é denominado “Índice de Resistência à Penetração”. Neste ensaio também são recolhidas amostras do solo, para suas classificações.

Embora se possa obter um número maior de informações sobre o solo através deste tipo de investigação, utilizam-se apenas os seguintes dados:

- tipo do solo (caracterização tátil-visual);
- profundidade do N.A.;
- $N_{SPT}$  – número de golpes (dos últimos 30 cm).

Este tipo de sondagem é largamente utilizado no Brasil, não só no estudo de implantação de torres, como também nas obras de engenharia em geral, onde há a necessidade de se conhecer o subsolo.

O grande número de sondagens já executadas permitiu que se estabelecessem correlações entre o número de golpes N, com os parâmetros dos diversos tipos de solo, dispensando a realização de ensaios mais rigorosos para sua determinação.

A resistência à compressão, o coeficiente de recalque e o módulo de elasticidade, podem ser determinados em função do número de golpes N, para cada tipo de solo.

No Brasil este ensaio é feito erguendo-se o peso de 65 kgf manualmente, obtendo-se um grau de eficiência da ordem de 72%. Já o ensaio mecanizado transmite menor quantidade de energia ao amostrador sendo sua eficiência de 60% apenas.

Os números de golpes obtidos de ensaios mecanizados devem ser corrigidos para sua aplicação nas equações de correlação utilizadas no Brasil, ou vice-versa, pois elas foram obtidas baseando-se em resultados de ensaios manuais.

Um relatório de sondagem à percussão está mostrado a seguir, na FIG. 6.3.



### 6.2.2.1.3 Sondagens rotativas e mistas

A sondagem rotativa consiste na perfuração do subsolo, onde se encontra rocha ou material impenetrável à percussão. Com ela é permitido conhecer se uma rocha é fraturada ou não. Permite também saber se, o que se encontrou como impenetrável na percussão, trata-se de um matacão (bloco de rocha solto), ou do topo rochoso propriamente dito.

É rara a utilização desse tipo de sondagem em linhas de transmissão, porém são utilizadas quando não se têm informações categóricas sobre a qualidade da rocha, como no caso de afloramentos.

Em regiões onde é sabidamente local de ocorrência de matacões e/ou cavernas, o tipo de sondagem utilizado é a mista. A rigor ela é a alternância de sondagens SPT nos trechos de solo, com as sondagens rotativas nos trechos rochosos.

Uma informação muito importante fornecida pela sondagem rotativa é a qualidade da rocha. Ela é definida como a percentagem de recuperação das amostras, após a eliminação das porções de solo e dos fragmentos de rocha menores que 10 cm. Esta denominação é chamada de RQD (*Rock Quality Designation*), que permite medir o grau de continuidade da rocha.

O grau de fraturamento é expresso pelo número de fragmentos por metro, e ele é obtido dividindo-se o número de fragmentos encontrados numa amostra, pelo comprimento desta amostra em metro.

Esse critério permite a classificação do grau de fraturamento de rochas conforme consta da TAB. 6.1.

TABELA 6.1 – Grau de Fraturamento das Rochas

<b>GRAU DE FRATURAMENTO</b>	<b>NÚMERO DE FRATURAS POR METRO</b>
Ocasionalmente fraturado	$\leq 1$
Pouco fraturado	2 a 5
Medianamente fraturado	6 a 10
Muito fraturado	11 a 20
Extremamente fraturado	$> 20$
Em fragmentos	Pedaços de diversos tamanhos dispersos aleatoriamente

#### 6.2.2.1.4 Poços de inspeção

Em investigações geotécnicas é comum serem executados poços de inspeção, para a caracterização visual das camadas de solo, bem como suas espessuras. No entanto, em linhas de transmissão esse tipo de investigação não é utilizado.

Observa-se que a abertura de tubulões, ou mesmo de cavas, para a instalação de fundações para as torres, oferece um poço de inspeção. Essas escavações, no mínimo, permitem a confirmação, ou não, do tipo de solo previsto para aquela fundação. Essa atividade geralmente está a cargo dos executores das fundações, ou de pessoas ligadas à elaboração e à definição da aplicabilidade de uma determinada fundação padrão.

#### 6.2.3 Características físicas e mecânicas dos solos

Nos estudos e nas caracterizações dos solos, eles são definidos como os materiais da superfície da Terra, que podem ser escavados manualmente ou mecanicamente. Aqui será



considerado que, para suas escavações, não haja necessidade da utilização de equipamentos especiais e/ou explosivos.

Os solos são constituídos de grãos sólidos e de vazios, e é por isto que eles têm seus comportamentos diferenciados dos sólidos (CAPUTO, 1969).

Na abordagem das características e das propriedades dos solos, geralmente são estudados dois tipos: os solos grossos granulares não coesivos, e os solos finos coesivos.

Definem-se como solos grossos granulares não coesivos aqueles que têm grãos macroscópicos, arredondados ou angulares, os quais estão arranjados em estruturas impostas pelos seus pesos próprios. Nestes solos a atração entre grãos é desprezível.

Esta estrutura confere ao solo, quando confinado, uma boa estabilidade e pouca compressibilidade, ao ser submetido a um carregamento externo. Sua resistência ao cisalhamento é devida tão somente ao atrito, portanto, depende da carga normal intergranular.

Estes solos não apresentam plasticidade (capacidade de deformação sem ruptura). No entanto, eles oferecem boa permeabilidade, devido aos vazios entre grãos. Tal permeabilidade é a capacidade de deslocamento de água nos maciços.

Por outro lado, os solos finos coesivos apresentam grãos microscópicos com partículas até 1.000 vezes menores que os dos solos granulares. Seus grãos apresentam formatos lineares ou em forma de placas.

Nestes últimos solos as forças de atração entre as partículas são muito grandes e, no estudo das propriedades desse tipo do solo, as forças de gravidade não são predominantes.

As estruturas desses solos propiciam grande volume de vazios, com relação aos volumes dos sólidos. Por isso, quando carregados, eles apresentam grandes compressibilidades. Mas eles deformam sem se romperem, o que é chamado de plasticidade.

Outra característica que deve ser citada é a baixa permeabilidade desses solos, fato este que tem sua origem na constituição dos solos, pois são constituídos de partículas muito finas.

### **6.2.3.1 Características físicas**

Algumas características físicas relevantes serão abordadas aqui para o entendimento do comportamento dos solos.

Esses índices físicos, ou parâmetros, é que permitem uma caracterização numérica do tipo e da estrutura do solo.

#### **6.2.3.1.1 Teor de umidade**

É definido teor de umidade ( $w$ ) como a relação entre a massa da água ( $M_a$ ), contida num volume de solo, pela massa seca dos sólidos ( $M_s$ ).

$$w = \frac{M_a}{M_s} \times 100\% \quad (6.1)$$

Na natureza, em solos finos, encontra-se uma variação deste índice de zero (0 %) em solo seco, até 500 % (solos orgânicos).

Os solos grossos apresentam esse índice com valores baixos, ao contrário dos solos finos.

### 6.2.3.1.2 Índice de vazios

Índice de vazios ( $e$ ) mede a relação entre volume de vazios ( $V_v$ ), e o volume de sólidos ( $V_s$ ) contidos num volume de solo.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (6.2)$$

Esse índice varia de  $e = 0,4$  para os solos grossos compactos, até  $e = 20$  para solos finos muito compressíveis.

### 6.2.3.1.3 Porosidade

Porosidade ( $n$ ) é a relação entre o volume de vazios ( $V_v$ ), e o volume total da mesma massa de solo ( $V$ ). Esse índice varia de 30 a 90 %, onde o último índice corresponde aos solos finos.

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% \quad (6.3)$$

### 6.2.3.1.4 Grau de saturação

O grau de saturação ( $S$ ) quantifica a relação entre o volume de água ( $V_a$ ), e o volume de vazios ( $V_v$ ) contido numa amostra de solo.

$$S = \frac{V_a}{V_v} \times 100\% \quad (6.4)$$

Esse índice varia de 0 % em solo seco, até 100 % em solo saturado.

### 6.2.3.1.5 Peso específico

Esse parâmetro é bastante utilizado nos projetos de fundações, e muitas vezes ele é fator determinante da segurança. Exemplo clássico dessa afirmativa são as estruturas sujeitas a cargas de arrancamento.

Normalmente são definidos vários pesos específicos do solo. Primeiramente é definido como peso específico natural ( $\gamma_{\text{nat}}$ ) o valor indicado pela seguinte expressão:

$$\gamma = \frac{P}{V} \quad (\text{ou } \gamma_{\text{nat}} = \frac{P}{V}) \quad (6.5)$$

Que é a relação entre o peso (P) de um determinado volume de solo natural, pelo volume (V) desta amostra. Ao solo natural refere-se a amostra como ela é encontrada na natureza, intacta, sem ser adensada, e com o teor de umidade inalterado, como encontrado.

Encontram-se solos com peso específico de 10 a 22 kN/m<sup>3</sup>. E esse valor poderá subir conforme a densidade dos grãos que compõem esse solo.

Ainda dois pesos específicos são definidos:

- O peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ );
- O peso específico saturado ( $\gamma_{\text{sat}}$ )

O primeiro corresponde ao peso do solo seco, e o segundo ao peso solo saturado.

Define-se ainda o peso específico submerso ( $\gamma_{\text{sub}}$  ou  $\gamma'$ ), que corresponde ao peso específico saturado menos o empuxo hidrostático. Assim se tem:

$$\gamma_{\text{sub}} = \gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \quad (6.6)$$

onde  $\gamma_w$  é o peso específico da água (normalmente adotado igual a  $10 \text{ kN/m}^3$ ).

#### **6.2.3.1.6 Peso específico dos grãos sólidos**

Peso específico dos grãos sólidos ( $\gamma_s$ ) é o quociente entre o peso e o volume dos grãos.

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \quad (6.7)$$

#### **6.2.3.1.7 Obtenção dos índices físicos**

Os índices relacionados a seguir são obtidos através de ensaio em laboratório:

- teor de umidade;
- peso específico natural;
- peso específico dos grãos.

Os outros índices são obtidos correlacionando-se esses anteriores entre si.

Na prática, muitos desses índices são adotados sem a devida aferição de seus valores em laboratório. Cita-se, por exemplo, o peso específico natural do solo. No entanto, esse comportamento é justificado pela experiência acumulada e pela correlação com outro tipo de solo.

#### **6.2.3.2 Características mecânicas**

Normalmente é importante trabalhar com as características do solo, voltadas para dois fatores:

- resistência;
- compressibilidade.

A primeira está ligada à capacidade do solo de resistir às cargas ou tensões aplicadas pelas fundações. A rigor avalia-se, numericamente, se as tensões atuantes são menores que aquelas que o solo é capaz de resistir, com o devido coeficiente de segurança.

$$\text{tensão atuante} \leq \frac{\text{tensão do solo}}{\text{fator de segurança}} \quad (6.8)$$

Entende-se essa fórmula como uma condição de equilíbrio. O segundo membro da expressão, em última análise, está associado a deformações permitidas a uma fundação, sem que haja ruptura, ou plastificação do solo. Isto sem que a fundação introduza, ou mesmo permita, deformações na estrutura da torre que causem aumento relevante de esforços.

Algumas características mecânicas dos solos serão abordadas a seguir.

#### **6.2.3.2.1 Resistência ao cisalhamento dos solos**

É o impedimento de uma massa de solo de escorregar com relação a outra. Define-se como superfície de ruptura, ou plano de cisalhamento, a área de contato entre esses dois corpos.

Dois fatores são preponderantes na contribuição desta resistência:

- atrito;
- coesão.

A força de atrito é função da pressão normal atuante na superfície de ruptura: quanto maior a pressão (pressão efetiva), maior será a força de atrito.

A coesão é definida pela aparente resistência ao escorregamento, e ela independe da tensão normal atuante.

A envoltória de ruptura ao cisalhamento pode ser escrita com a expressão (critério de Mohr-Coulomb):

$$S = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi \quad (6.9)$$

Onde:

$S$  – é a resistência total ao cisalhamento

$c$  – é a coesão

$\sigma'$  – é a tensão normal efetiva na superfície de ruptura

$\phi$  – é o ângulo de atrito interno do solo

Geralmente nos solos grossos, adota-se uma coesão nula, ou seja, a resistência do solo ao cisalhamento é puramente por atrito. Já nos solos finos admite-se  $\phi = 0$ , o que os leva a ter apenas resistência coesiva.

Normalmente os solos são tratados como se apresentassem os dois fatores anteriores, de uma maneira geral.

Cuidados especiais devem ser tomados quando se utilizam esses parâmetros, pois o conhecimento exato deles muitas vezes define o tipo de estrutura de fundação a ser projetada, e/ou a sua execução. Por exemplo, ao se projetar uma fundação numa areia pura, pouco compacta, sabe-se que haverá necessidade de escoramentos na escavação. E isto poderá inviabilizar o projeto economicamente. Mas, se aquela areia não for pura e contiver argila e, portanto, apresentar coesão, a escavação poderá ser executada sem o escoramento, viabilizando a fundação.

Outro fato também relevante é quando se tem presença do nível d'água em profundidade acima da cota de assentamento da fundação. A primeira idéia é que não se poderia utilizar fundação direta nesta circunstância. Mas se o terreno tiver coesão, e for pouco permeável (caso das argilas e solos argilosos), e ainda se o volume de escavação não for muito grande, apresentando segurança ao se escavar, executa-se a fundação rapidamente, sem se dar tempo para a água invadir a cava, e provocar instabilidade das paredes.

#### **6.2.3.2.2 Compressibilidade dos solos**

A compressibilidade dos solos causa grandes preocupações e problemas na Engenharia de Fundações. Isto é fundamentado no fato, já descrito anteriormente, de que, quando os solos deformam, as estruturas sofrem recalques.

Enquanto essas deformações forem verticais e iguais em todos os pés de uma torre, provocando nada menos que a translação desta, este efeito não se torna relevante para a estrutura, a não ser que estas deformações provoquem a ruptura ou a plastificação do solo.

Aos chamados recalques diferenciais, deformações diferentes entre os pés da torre, é que se dedicam as preocupações dos projetistas.

A compressibilidade do solo, quando carregado, aparece em dois estágios que se sobrepõem. O recalque imediato aparece assim que a fundação solicita o solo. E a outra parcela manifesta-se ao longo do tempo. Esta última parcela é notória nos solos finos.

Alguns procedimentos são adotados com o intuito de reduzir estes recalques, desde a adoção de tensões admissíveis muito baixas em fundações diretas, até a utilização de fundações profundas.



As fundações profundas permitem transmitir as cargas às camadas menos compressíveis do solo.

Outro expediente largamente utilizado em fundações de torres é a regeneração do solo, o que consiste na substituição da camada mais compressível por outro solo, ou até pelo mesmo, retirando-o e compactando-o mecanicamente. Esse procedimento visa diminuir o volume de vazios do solo.

Fundações assentadas em aterros não são aconselháveis, principalmente sobre aterros jovens. Esse cuidado se deve ao fato dos aterros, via de regra, não terem controle de compactação e, portanto, apresentam grandes índices de vazios, o que provoca recalques. Outro fato que endossa esse cuidado é que os aterros não apresentam estrutura definida, sendo executados com materiais heterogêneos, podendo conter matéria orgânica.

Entretanto, pode-se assentar fundações sobre aterros executados com controle de compactação, desde que se disponha de sondagens.

Deve-se atentar também para a deformabilidade horizontal do solo, ao se projetar as fundações.

Alguns tipos de fundações dependem da contenção lateral do solo para seu equilíbrio. Surge então a necessidade de quantificação destas deformações.

Em alguns ensaios em torres, já realizados no Brasil, foram introduzidas deformações nos pontos de ligação torre x fundação, e não foram verificados esforços secundários relevantes nas torres metálicas treliçadas.

Os valores dos deslocamentos obtidas em ensaios foram:

- deslocamento horizontal - - - - - 10 mm;
- deslocamento vertical na tração - - - - - 25 mm;

- deslocamento vertical na compressão- - - - 40 mm

Algumas observações de ordem prática sobre os recalques verticais são:

- eles aumentam quando o N.A. se aproxima da cota de assentamento da fundação;
- sob a mesma tensão no solo, quanto maior a área da fundação, maior o recalque;
- eles diminuem assim que a profundidade aumenta.

### 6.2.3.2.3 Empuxo dos solos

É essencial conhecer e, naturalmente, quantificar o comportamento dos solos quando submetidos a um carregamento externo. O esforço que o solo exerce sobre uma estrutura é chamado de empuxo do solo (BOWLES, 1984).

Várias teorias quantificam o valor da pressão do solo (empuxo), e esse valor varia com a expressão seguinte:

$$p = K\gamma z \pm 2c\sqrt{K} \quad (6.10)$$

Onde:

- $p$  – é a pressão exercida pelo solo na profundidade  $z$ ;
- $K$  – é o coeficiente de empuxo do solo;
- $c$  – é a coesão do solo;
- $\gamma$  – é o peso específico do solo.

Normalmente se classifica o empuxo do solo em três tipos, baseados na relação da deformação do ponto de análise (FIG. 6.4).

Se a estrutura ponto em estudo for livre para deformar, no sentido em que o empuxo age, ele é chamado de ativo. Esse é o caso do empuxo que o solo exerce numa estrutura flexível e livre para deslocar. Por exemplo, o empuxo sobre um muro de arrimo do tipo em balanço.

No caso de uma estrutura se deslocar sobre o terreno, o solo apresentará uma reação a qual é denominada de empuxo passivo.

Quando a estrutura é bastante rígida, não apresentando deformação em relação ao solo, este aplica sobre ela o chamado empuxo em repouso.

Classificados os empuxos, a expressão anterior poderá ser reescrita utilizando-se adequadamente os sinais e introduzindo os índices:

- para o empuxo ativo:

$$p_a = K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a} \quad (6.11)$$

onde,

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{com } \phi \text{ em graus} \quad (6.12)$$

- para o empuxo passivo:

$$p_p = K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p} \quad (6.13)$$

onde,

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{com } \phi \text{ em graus} \quad (6.14)$$

- para o empuxo em repouso:

$$p_0 = K_0 \gamma z \quad (6.15)$$

Onde  $K_0$  poderá ser avaliado por:

$$K_0 \cong 1 - \text{sen } \phi \quad (6.16)$$

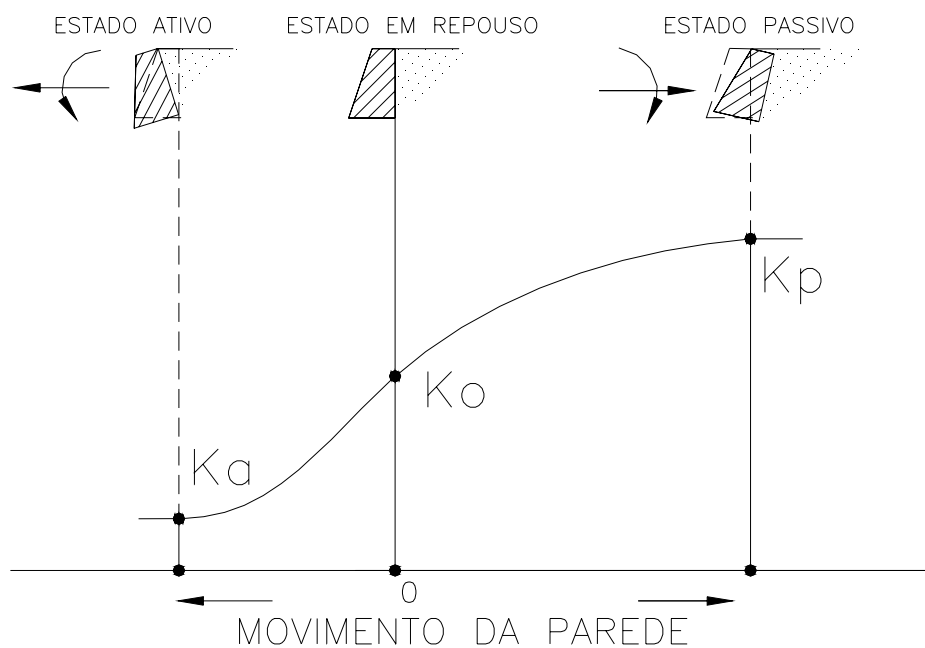


FIGURA 6.4 – Coeficiente de Empuxo de Solo

#### 6.2.4 Avaliação dos parâmetros dos solos

Os principais parâmetros dos solos, como já visto, são obtidos de ensaios em laboratório. No entanto, é prática comum a utilização de valores já obtidos em ensaios anteriores, em solos de mesmas características.

Além da caracterização do tipo de solo encontrado nas investigações (sondagens), o índice N, número de golpes obtidos na sondagem SPT, é bastante utilizado na correlação dos parâmetros dos solos. No entanto, essas correlações devem ser utilizadas com cuidado e não dispensam conhecimento e experiência de quem as utiliza.

A tabela a seguir contém alguns desses valores correlacionados, onde:

- N – é o número de golpes SPT;
- c – é a coesão do solo;
- $\phi$  – é o ângulo de atrito;
- $\gamma$  – é o peso específico.

TABELA 6.2 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Correlação com o SPT (CESP,1983)

SOLO	N (SPT)	DENOMINAÇÃO	c [kN]/[m] <sup>2</sup>	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN]/[m] <sup>3</sup>
ARGILA E SILTES ARGILOSOS	< 2	MUITO MOLE	< 1,25	-	16
	2 – 4	MOLE	1,25 – 2,50	-	18
	4 – 8	MÉDIA	2,50 – 5,00	-	
	8 – 15	RIJA	5,00 – 10,00	-	
	15 – 30	MUITO RIJA	10,00 – 20,00	-	
	> 30	DURA	> 20,00	-	
AREIA E SILTES ARENOSOS	< 4	FOFA	-	25 – 30	16
	4 – 10	POUCO COMPACTA	-	30 – 35	18
	10 – 30	MEDIANAMENTE COMPACTA	-	35 – 40	
	30 – 50	COMPACTA	-	40 – 45	
	> 50	MUITO COMPACTA	-	> 45	

### 6.2.5 Tensão admissível do solo

Tensão admissível do solo é a máxima tensão que ele suporta sem apresentar ruptura ou recalques excessivos que causem danos à estrutura que nele se apóia.

O conceito de ruptura do solo, ruptura física ou geral, pode ser visualizada num gráfico tensão x deformação. Nele pode-se caracterizar um valor de tensão máxima, a partir da qual a deformação cresce continuamente, sem o aumento proporcional da tensão. Geralmente é tomado o valor de 25 mm para essa deformação de ruptura do solo.

Essa ruptura ocorre repentinamente, e normalmente a estrutura apresenta tombamento, e o solo, de um lado da fundação, apresenta empolamento, ou estufamento.

Na FIG. 6.5 as curvas 1 e 2 mostram ruptura geral, e a curva 3 indica uma ruptura local (ou puncionamento).

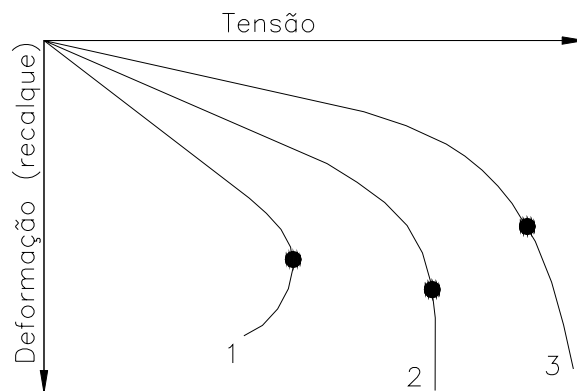


FIGURA 6.5 – Tipos de Ruptura nos Solos – Rupturas Local e Geral

No entanto, existem solos, principalmente aqueles menos resistentes (baixa compacidade ou consistência), em que a tensão cresce continuamente com a deformação (recalque), não se conseguindo distinguir um valor limite como na ruptura geral. Nesse caso, convencionase que a tensão de ruptura é aquela correspondente a um deslocamento limite, geralmente tomado igual a 10 mm.

Nos acidentes provocados por esse tipo de ruptura local, geralmente a estrutura não apresenta tombamento, e somente numa região abaixo da fundação é que se nota evidência de ruptura do solo.

#### **6.2.5.1 Tensão admissível através de fórmulas teóricas**

A avaliação da tensão admissível do solo pode ser feita através de critérios de ruptura e de recalques, baseando-se na capacidade de carga do solo e de recalques estimados.

O modelo de ruptura do solo, sob fundações rasas, foi descrito por Terzaghi (BOWLES, 1984), o qual se baseou nas investigações de Prandtl sobre a ruptura plástica dos metais submetidos à punção.

Sua proposição sugere a formação de uma cunha sob a fundação. O movimento vertical desta porção do solo, devido ao carregamento, mobiliza o solo adjacente estimulando o aparecimento de duas zonas de cisalhamento: uma de cisalhamento radial (admitida ser limitada por um arco de espiral logarítmica), e por outra de cisalhamento linear.

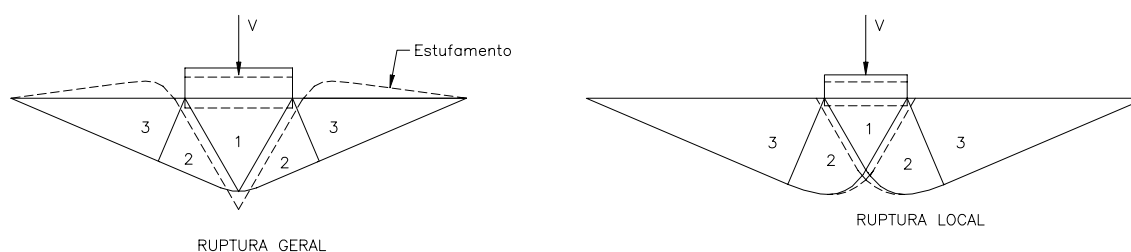


FIGURA 6.6 – Mecanismos de Ruptura dos Solos

A capacidade de suporte da fundação é a somatória das resistências aos deslocamentos, oferecidas pelas superfícies radial e linear.

Por esse modelo é deduzida uma fórmula que dá o valor da tensão de ruptura ( $q_u$ ) do solo em questão. E através de um fator de segurança, obtém-se a tensão admissível ( $q_s$ ).

$$q_s = \frac{q_u}{FS} \quad (6.17)$$

O fator de segurança FS geralmente é tomado igual a 3, quando se utilizam essas fórmulas teóricas.

E ainda com relação a esse FS as seguintes recomendações são utilizadas, em função das situações descritas, embora suas aplicações dependam do número de ensaios e do “grau” de conhecimento do solo do local:

- forma de obtenção de  $c$ ,  $\phi$  e  $\gamma$ :
  - a partir de ensaios de laboratório, FS = 2,0
  - a partir de correlações, FS = 3,0



- função da natureza das cargas:
  - predominância de cargas permanentes, FS = 3,0
  - predominância de cargas acidentais, FS = 2,0
  
- vida útil da obra:
  - permanente, FS = 3,0
  - provisória, FS = 2,0

A fórmula proposta por Terzaghi é corrigida, através de fatores de forma, para levar em consideração a forma geométrica da fundação, uma vez que aquela fórmula é deduzida considerando-se uma superfície infinita numa direção, ou sapata corrida.

A seguir está a fórmula com os índices de correção:

$$q_u = cN_c S_c + 0,5\gamma B N_\gamma S_\gamma + q N_q S_q \quad (6.18)$$

Onde:

- $q_u$  – é a tensão de ruptura do solo (tensão última);
- $c$  – é a coesão;
- $N_c$ ,  $N_\gamma$  e  $N_q$  – são fatores de capacidade de carga (função do ângulo de atrito  $\phi$ );
- $q$  – é o valor da tensão efetiva do solo na cota de assentamento da fundação. No caso de se considerar apenas o embutimento da fundação esse valor é tomado como o peso do solo acima daquela profundidade  $h$ , ou seja  $q = \gamma h$ ;
- $B$  – é a menor dimensão da fundação ( $L$  é a maior);
- $S_c$ ,  $S_\gamma$  e  $S_q$  – são fatores de forma (função da forma da fundação) (Alonso)

TAB. 6.3

TABELA 6.3 – Fatores de Forma

FORMA DA FUNDAÇÃO	FATORES DE FORMA		
	$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$
CORRIDA	1,0	1,0	1,0
QUADRADA	1,3	0,8	1,0
CIRCULAR	1,3	0,6	1,0

Os valores dos fatores e cargas são dados pelas seguintes expressões:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (6.19)$$

$$a = e^{\left( 0,75\pi - \frac{\phi}{2} \right) \text{tg}\phi} \quad (6.20)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot g \phi \quad (6.21)$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (6.22)$$

Os valores desses coeficientes de carga podem ser obtidos da TAB. 6.4, tomando-se  $\phi$  em graus.

TABELA 6.4 – Coeficientes de Carga em Função de  $\phi$ 

$\phi$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$K_{py}$
0	5,7	0,0	1,0	10,8
5	7,3	0,5	1,6	12,2
10	9,6	1,2	2,7	14,7
15	12,9	2,5	4,4	18,6
20	17,7	5,0	7,4	25,0
25	25,1	9,7	12,7	35,0
30	37,2	19,7	22,5	52,0
34	52,6	36,0	36,5	-
35	57,8	42,4	41,4	82,0
40	95,7	100,4	81,3	141,0
45	172,3	297,5	173,3	298,0
48	258,3	780,1	287,9	-
50	347,5	1.153,2	415,1	800,0

No caso de ruptura local dos solos pouco resistentes (ruptura local), Terzaghi sugere que se utilize a mesma fórmula proposta, porém corrigindo-se os parâmetros do solo. Assim se deve trabalhar com os seguintes valores da coesão e do ângulo de atrito:

$$- c_{\text{corrigida}} = \frac{2}{3}c \quad (6.23)$$

$$- \phi_{\text{corrigido}} = \arctg\left(\frac{2}{3}\text{tg}\phi\right) \quad (6.24)$$

Assim se utilizam os novos valores para os fatores de capacidade de carga, que passam a ser denominados de:  $N_c'$ ,  $N_\gamma'$  e  $N_q'$ .

A capacidade de carga dos solos também é avaliada por diversos autores, os quais propõem mecanismos de ruptura do solo como Terzaghi, mas com alterações.

Um desses autores, Hansen (BOWLES, 1984), apresenta fórmula para o cálculo da tensão de ruptura dos solos, que é uma das mais completas, pois leva em consideração vários parâmetros.

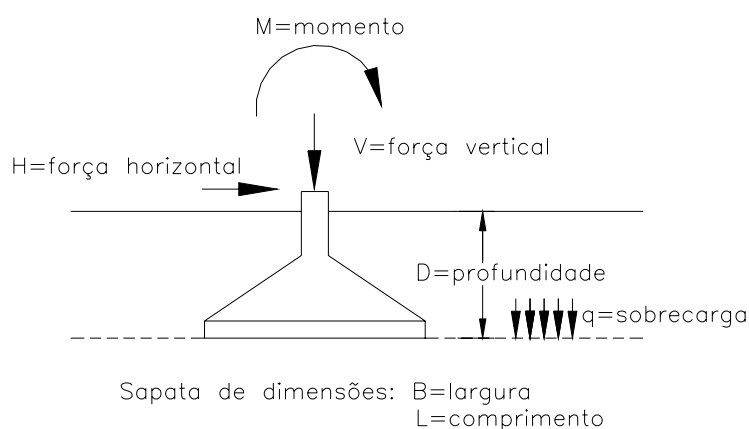


FIGURA 6.7 – Esquema da Nomenclatura Adotada por Hansen

Essa fórmula, como a de Terzaghi, baseia-se em três parcelas: coesão, atrito e sobrecarga.

- $cN_c s_c d_c i_c$  – parcela de contribuição da coesão;
- $qN_q s_q d_q i_q$  – parcela de contribuição da sobrecarga;
- $0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$  – parcela de contribuição do atrito.

Assim a fórmula é apresentada da seguinte maneira:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (6.25)$$

onde:

- $c$  – é a coesão do solo;
- $\phi$  – é o ângulo de atrito interno;
- $\gamma$  – é o peso específico do solo de apoio da fundação;
- $q$  – é a sobrecarga, ou pressão efetiva atuante na cota de apoio da fundação;
- $B$  – é a menor dimensão da fundação;
- $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  – são os fatores de carga;
- $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  – são fatores de forma (são função da forma da fundação);
- $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  – são fatores de profundidade (são função do embutimento da fundação);
- $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  – são fatores de inclinação da carga aplicada à fundação

Os fatores de capacidade de carga, ou simplesmente fatores de carga, podem ser calculados através das equações seguintes, ou então por meio da TAB. 6.5.

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2)e^{\pi \text{tg}\phi} \quad (6.26)$$

$$N_c = (N_q - 1)\text{cot } g\phi \quad (6.27)$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1)\text{tg}\phi \quad (6.28)$$

Os fatores de forma, de profundidade e de inclinação são calculados como se segue, e com o auxílio da TAB. 6.5 também.

Fatores de forma

Fatores de profundidade

$$s_c = 1 + (N_q / N_c) \times (B / L) \quad (6.29)$$

$$d_c = 1 + 0,4D / B \quad (D \leq B) \quad (6.30)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \text{arc tg}(D / B) \quad (D > B) \quad (6.31)$$

Fatores de forma

Fatores de profundidade

$$s_q = 1 + (B / L) \text{tg}\phi \quad (6.32)$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg}\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \times (D / B) \quad (D \leq B) \quad (6.33)$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg}\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \times \text{arctg}(D / B) \quad (D > B) \quad (6.34)$$

$$s_\gamma = 1 + 0,4(B/L) \quad d_\gamma = 1,00 \quad \text{para qualquer } \phi \quad (6.35)$$

Fatores de inclinação

$$i_c = i_q - (1 - i_q) \times (N_q - 1) \quad (6.36)$$

$$i_q = [1 - 0,5H / (V + A_f \times c \times \text{cotg}\phi)]^5 \quad (6.37)$$

$$i_\gamma = [1 - 0,7H / (V + A_f \times c \times \text{cotg}\phi)]^5 \quad (6.38)$$

Alguns parâmetros podem ser obtidos diretamente da TAB. 6.5, o que facilita a utilização das equações propostas.

TABELA 6.5 – Fatores de Capacidade de Carga (Hansen)

<b>Fatores de capacidade de carga</b>					
$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q / N_c$	$2 \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2$
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,000
5	6,49	1,60	0,10	0,25	0,146
10	8,34	2,50	0,40	0,30	0,241
15	10,98	3,90	1,20	0,36	0,294
20	14,83	6,40	2,90	0,43	0,315
25	20,72	10,70	6,80	0,52	0,311
26	22,25	11,90	7,90	0,53	0,308
28	25,80	14,70	10,90	0,57	0,299
30	30,14	18,40	15,10	0,61	0,289
32	35,49	23,20	20,80	0,65	0,276
34	42,16	29,40	28,80	0,70	0,262
36	50,59	37,80	40,10	0,75	0,247
38	61,35	48,90	56,20	0,80	0,231
40	75,31	64,20	79,50	0,85	0,214
45	133,87	134,90	200,80	1,01	0,172
50	266,88	319,10	563,60	1,20	0,130

Observa-se que a compatibilidade, ou o equilíbrio, da força horizontal é dada por:

$$H \leq cA_f + V \text{tg } \delta \quad (6.39)$$

(onde  $\delta = 2/3\phi$ , que é o ângulo de atrito entre a fundação e o solo)

Essa compatibilidade normalmente é chamada de verificação do deslizamento.

### 6.2.5.1.1 Ocorrência do Nível d'Água

As fórmulas anteriores devem ser corrigidas para solos em que o nível d'água está presente, pois a tensão de ruptura do solo diminui.

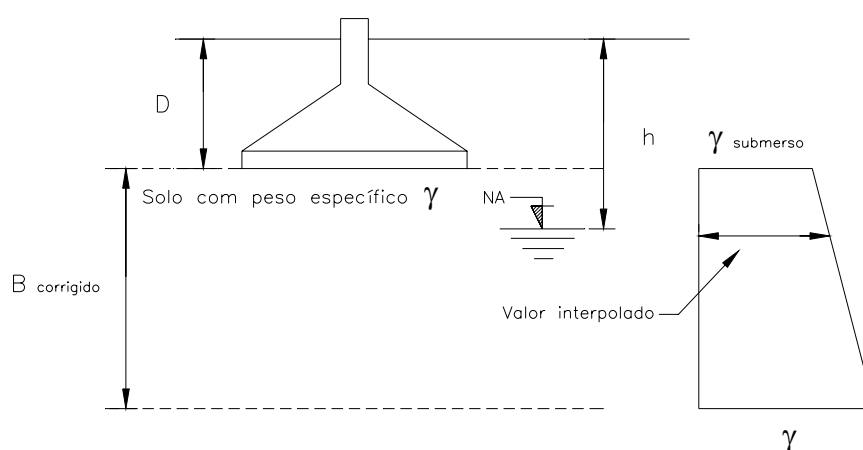


FIGURA 6.8 – Consideração do N.A. sob as Fundações

Se o nível de água se manifesta numa cota entre a superfície do solo e a cota de assentamento da fundação, caso em que  $h < D$ , deve-se adotar nas equações o peso específico do solo submerso  $\gamma_{\text{sub}}$  (FIG. 6.8).

Esta correção deverá ser feita tanto na parcela relativa à sobrecarga ( $q$ ), quanto na contribuição do atrito.

Se o nível de água se manifesta entre a cota de assentamento da fundação e até a uma profundidade  $B_{\text{corrigido}}$  abaixo desta, caso em que  $D \leq h \leq D + B_{\text{corrigido}}$ , o valor do peso específico do solo na parcela de contribuição do atrito deve ser tomado interpolando-se linearmente entre  $\gamma_{\text{sub}}$  na profundidade  $D$  e  $\gamma$  na profundidade  $D + B_{\text{corrigido}}$ .



Normalmente o efeito do momento aplicado à fundação é indicado pela excentricidade  $e$  da carga vertical:

$$e = \frac{M}{N} \quad (6.40)$$

Existindo excentricidades, as dimensões  $B$  e  $L$  deverão ser corrigidas no cálculo da capacidade de carga do solo. Nas expressões propostas por Hansen (1970) deverão ser utilizados  $B = B_{\text{corrigido}}$ , e  $L = L_{\text{corrigido}}$ . Onde:

$$B_{\text{corrigido}} = B - 2e_B \quad (e_B \text{ é a excentricidade na direção de } B) \quad (6.41)$$

$$L_{\text{corrigido}} = L - 2e_L \quad (e_L \text{ é a excentricidade na direção de } L) \quad (6.42)$$

$$A_f = B_{\text{corrigido}} \times L_{\text{corrigido}} \quad (A_f \text{ é a área efetiva da fundação}) \quad (6.43)$$

Através da expressão seguinte obtém-se o valor de  $\gamma_{\text{corrigido}}$ , nesta segunda situação de ocorrência do N.A.

$$\gamma_{\text{corrigido}} = \gamma_{\text{sub}} + \frac{\gamma - \gamma_{\text{sub}}}{B_{\text{corrigido}}} (h - D) \quad (6.44)$$

Se o N.A. ocorre a uma profundidade maior que a sua largura corrigida medida a partir da cota de assentamento da fundação,  $h > D + B_{\text{corrigido}}$ , não se faz nenhuma correção nas expressões.

Observa-se que a correção da tensão, em função da ocorrência do nível d'água, deverá ser cuidadosa. Isto porque a profundidade do N.A. varia sazonalmente, podendo ser menos profunda que a indicada em simples relatórios de sondagens SPT. Daí a importância de se obter informações complementares no local, seja com outras evidências, seja através de conhecimentos de moradores da região, para a garantia da elevação máxima do nível de água no local.

### **6.2.5.2 Tensão admissível através de prova de carga**

O processo de execução de prova de carga é regulamentado pela NBR 6489 – Prova de carga direta sobre o terreno de fundação.

Como esse método não é utilizado nos casos usuais aqui em estudo, ele não será descrito neste trabalho.

### **6.2.5.3 Tensão admissível através do SPT**

O processo mais utilizado na prática usual dos projetos de fundações, para obtenção da tensão admissível do solo, é a sua associação empírica com o número de golpes N obtidos na sondagem à percussão.

Esse processo tem imposições que devem ser seguidas à risca para ser utilizado. Tais premissas podem ser colocadas da seguinte maneira:

- em cotas inferiores à de assentamento da fundação não deve haver número de golpes menores que o adotado na avaliação da tensão admissível;
- abaixo daquela cota não devem ocorrer solos porosos, solos colapsíveis (solos que permitem grandes recalques quando perdem suas estruturas);
- a fundação não deve estar apoiada em aterros, exceto aqueles compactados mecanicamente e com controle de adensamento;
- essas correlações devem ser utilizadas para solos onde  $5 \leq N \leq 20$ .

Essa última premissa foi introduzida para não se assentar fundações utilizando tensões muito altas (0,4 MPa), e também para evitar assentar fundações em solos fracos, muito compressíveis ( $N < 5$ ).

No entanto, na prática de fundações de linhas de transmissão utilizam-se das correlações EQ. 6.45 a 6.47, mesmo para  $N < 5$ , mas para  $N \geq 4$ , no caso de torres de suspensão. Isto se deve ao fato de que nessas torres as cargas predominantes serem acidentais, provenientes da ação do vento.

As tensões admissíveis para os solos poderão ser avaliadas da seguinte forma:

$$- q_a = \frac{N}{40}, \text{ em MPa, para as argilas e os siltes (ver observação)} \quad (6.45)$$

$$- q_a = \frac{N}{50}, \text{ em MPa, para as areias finas} \quad (6.46)$$

$$- q_a = \frac{3N}{100}, \text{ em MPa, para as areias grossas} \quad (6.47)$$

Observação: o silte micáceo está numa região de transição entre a argila e o silte, para ele sugere-se que se utilize  $N/50$ , na avaliação da tensão admissível.

Para o valor de  $N$  toma-se a média ponderada do número de golpes abaixo da fundação, num trecho de comprimento igual ao dobro da largura dela, sendo que alguns autores indicam para esse intervalo até duas vezes tal largura. A figura seguinte ilustra esta proposição.

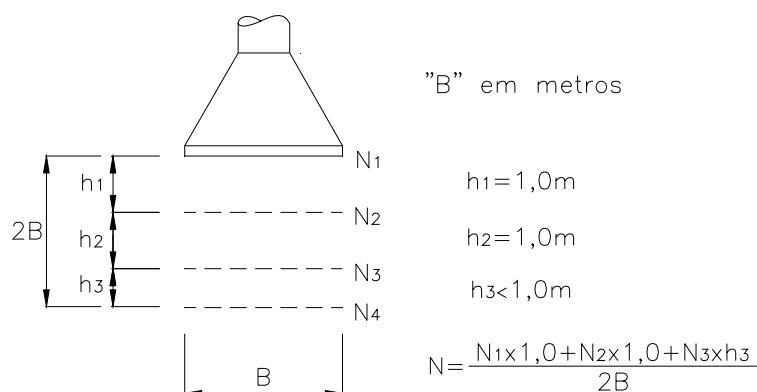


FIGURA 6.9 – Determinação do Número de Golpes  $N$  Médio sob as Fundações

Na prática corrente indica-se o acréscimo das tensões admissíveis em função da profundidade  $D$  do assentamento da fundação. Esse aumento é de 0,1 MPa para cada metro de profundidade. Tal procedimento é indicado para tubulões ou fundações onde  $D \geq 3$  m (fundações com embutimento).

Desta maneira, a tensão admissível efetiva poderá ser tomada com o seguinte valor:

$$q_s = q_a + 0,01D, \quad (6.48)$$

sendo o resultado em MPa, com  $D$  em metros.

Há um limite para esse acréscimo sendo que ele deverá ser, no máximo, de 0,2 MPa. Isto equivale a escrever:

$$0,01D \leq 0,2 \text{ MPa} \quad (6.49)$$

É importante ressaltar que, para ações variáveis geradas pela ação do vento, a NBR 6122, permite um acréscimo de até 30% no valor das tensões admissíveis nos solos.

E como informação final anota-se ainda que o coeficiente de segurança utilizado nesse processo tem o valor igual a 3.

### **6.2.6 Avaliação dos coeficientes de compressibilidade dos solos**

Os recalques, ou deslocamentos das fundações, geralmente são classificados em verticais e horizontais.

Na verificação do equilíbrio vertical das fundações é utilizada a tensão admissível como limite de tensão.

Com esse procedimento fica verificado também que os recalques são menores que os admissíveis. Esta afirmativa reside no fato de que, no processo de avaliação empírica da tensão admissível do solo, leva-se em consideração não só a capacidade de carga do solo, como também os recalques admissíveis.

Como já observado anteriormente, algumas fundações necessitam da contenção lateral do solo para se equilibrarem, principalmente devido à ação dos esforços horizontais.

As reações horizontais dos solos podem ser passivas ou ativas, como já visto. Muitas fundações são equilibradas utilizando-se de processos que levam em conta esses esforços, ou seja, consideram a contenção lateral do terreno.

Algumas teorias propõem que as tensões no solo sejam proporcionais aos deslocamentos nele provocadas pelas fundações. Matematicamente pode-se expressar tal proposta por:

$$q_s = C_r y \quad (6.50)$$

onde  $q_s$  é a tensão no solo provocada pelo deslocamento  $y$  da fundação. À constante de proporcionalidade  $C_r$ , chama-se de coeficiente de recalque.

Essa expressão é muito simples, e normalmente não oferece um rigor técnico teórico preciso, mas como as fundações têm, e devem ter, deslocamentos pequenos, aquela expressão não introduz erros relevantes no cômputo dos esforços solicitantes na estrutura. A rigor aquela expressão trata o solo como material elástico, o que na verdade não é. Mas diante das incertezas, ou da variabilidade das propriedades dos solos, inclusive num mesmo local, adota-se aquela simplificação de maneira a obter modelos singelos para análise matemática.

Para o estudo das estruturas sob carregamento horizontal, as bibliografias indicam vários valores para o coeficiente de recalque horizontal. Naturalmente que esses números são função do tipo de solo, bem como de sua compressibilidade.

Alguns autores indicam para esse coeficiente uma variação linear com a profundidade, como é o caso das areias. Para as argilas esse valor é tomado constante, invariável com a profundidade.

Esses casos clássicos consideram que o solo em análise ou é só areia, ou só argila, quando se calculam as deformações e os esforços nas estruturas. Tal fato não é a realidade na maioria dos solos brasileiros, os quais apresentam camadas de solos diferentes superpostas, com o índice N do SPT variável, e nem sempre crescente com a profundidade.

Existem, porém, modelos matemáticos mais rigorosos, que permitem levar em conta a variação do coeficiente de recalque na determinação dos esforços solicitantes atuantes nas fundações.

Técnicas de recorrência têm sido aplicadas no cálculo de esforços em estacas e tubulões submetidos a cargas horizontais e/ou momentos, considerando-se, interativamente, a reação do solo com as deformações neles introduzidas.

A correlação do coeficiente de recalque  $C_r$ , com o índice N do SPT, apresenta um avanço nos projetos, uma vez que lança mão do parâmetro  $C_r$  correlacionado com os valores de N obtidos no local de implantação da fundação.

Dentro do espírito de simplicidade de expressões, têm sido utilizadas as duas expressões seguintes para determinação do coeficiente de recalque (TEPEDINO, 1980):

$$- C_r = 3N, \text{ para argila e solos argilosos;} \quad (6.51)$$

$$- C_r = 5N, \text{ para areias e solos arenosos.} \quad (6.52)$$

A unidade obtida com essas expressões é Newton / cm<sup>3</sup>.

Aquelas equações fornecem o coeficiente de recalque vertical. Segundo TEPEDINO (1980) o valor do coeficiente de recalque horizontal deve ser tomado igual a zero na superfície do terreno, variando linearmente até à profundidade  $l_1$ , posição em que se iguala ao coeficiente vertical.

A profundidade  $l_1$  pode ser calculada por:

$$l_1 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{B.C_r}} \quad (6.53)$$

onde:

- E – é o módulo de elasticidade do material da fundação;
- I – é o momento de inércia da fundação;
- B – é a largura da peça na direção do carregamento;
- $C_r$  – é o valor do coeficiente de recalque do solo na profundidade  $l_1$  do terreno.

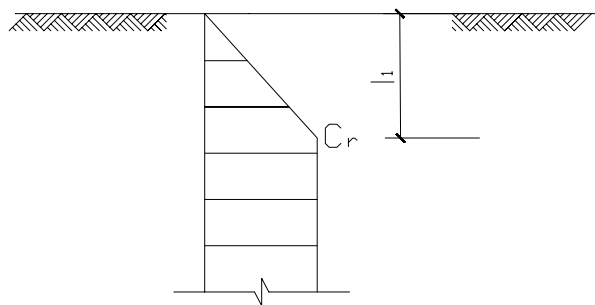


FIGURA 6.10 – Variação do  $C_r$  nas Camadas Superiores do Solo

Esse modelo busca simular, de maneira mais realista, a lei de variação dos esforços solicitantes e deformações da fundação.

Essa variação linear do  $C_r$  horizontal deve ser adotada no caso das cargas aplicadas serem permanentes. Nos casos em que há predominância de cargas acidentais, deve-se adotar para  $C_r$  os valores obtidos da aplicação direta das equações, ao longo de toda a fundação, sem essa correção.



# 7

## AS FUNDAÇÕES – PROCESSOS DE CÁLCULO

Embora o assunto de estruturas de fundação seja tratado na literatura clássica, aqui ele será abordado com o enriquecimento necessário para se considerar as particularidades das fundações das torres em estudo. Contudo, sem a intenção de esgotar o assunto totalmente.

Após uma breve apresentação dos vários tipos das estruturas usuais de fundações, cada um deles será abordado individualmente com relação à sua aplicabilidade, sua geometria, seu método construtivo, sua estabilidade e seu dimensionamento.

### 7.1 – Estruturas de Fundações Usuais

As fundações para as torres podem também ser classificadas como diretas e profundas.

As fundações diretas são aquelas que se assentam em cotas pouco profundas, pois o solo apresenta ali tensões admissíveis compatíveis com o projeto. Pode-se indicar que essa profundidade (D) seja da mesma ordem de grandeza da largura (B) da fundação.

As fundações profundas) são aquelas que buscam solos com tensões admissíveis compatíveis, em profundidades maiores que as das fundações diretas. Incluem-se nessa categoria as fundações que também transmitem tensões ao solo indiretamente, através do atrito entre suas superfícies laterais e o solo.

Como fundações diretas são mais utilizados os seguintes tipos de estruturas de fundação:

- grelha metálica;
- sapata de concreto;
- bloco de concreto.

E como estrutura de fundação profunda, utilizam-se as seguintes:

- bloco sobre estaca;
- tubulão em solo.

Existem outros tipos de fundação largamente utilizados em linhas de transmissão, e em torres de telecomunicação, que não se enquadram na classificação clássica anterior, tais como as listadas a seguir:

- bloco ancorado em rocha;
- tubulão em rocha;
- fundações especiais para estais.

Cada uma dessas estruturas será analisada mais detalhadamente e com pormenores mais adiante nesse trabalho.

## **7.2 – Tipos de Fundações – Noções Básicas de Equilíbrio**

O equilíbrio das estruturas pode ser descrito através das equações básicas da estática:

-  $\sum V = 0$  – Somatória das cargas verticais igual a zero; (7.1)

-  $\sum H = 0$  – Somatória das cargas horizontais igual a zero; (7.2)

-  $\sum M_i = 0$  – Somatória dos momentos, em relação a um eixo qualquer, igual a zero. (7.3)

Essas equações são atendidas se as ações que a fundação exercer sobre o solo adjacente provocar reações compatíveis com a capacidade resistente deste solo.

Isto que dizer que as fundações não devem solicitar o solo com tensões que ultrapassem as tensões admissíveis. Aqui as tensões estão sendo tratadas de modo genérico, podendo ser tensões tanto de compressão como de cisalhamento.

As fundações são solicitadas por cargas verticais e horizontais. As reações dos solos, que as envolvem, apresentam-se como tensões verticais de compressão e de cisalhamento nas bases, e como tensões horizontais de compressão e de cisalhamento nas laterais dessas fundações.

O equilíbrio das fundações ocorre com a atuação simultânea de todos esses esforços, e em função do tipo de estrutura e do tipo de solo.

Na prática, não há uma teoria única para a verificação do equilíbrio de todos os tipos de fundações, cada uma delas tem um tratamento específico, particular.

### **7.3 – As Fundações – Estudo Individual – Procedimentos**

A seguir serão apresentados os procedimentos para o estudo do equilíbrio, bem como para a avaliação dos esforços nas estruturas e nos solos em que elas se apóiam.

### **7.3.1 Tubulões em solos**

São fundações profundas, normalmente verticais, e de seções transversais geralmente circulares, podendo ter bases alargadas ou não.

#### **7.3.1.1 Aplicabilidade**

Os tubulões têm sido utilizados em solos onde as camadas menos compressíveis, e com tensões admissíveis razoáveis, não estão próximas à superfície do terreno (ver ABMS/ABEF).

Para garantir segurança contra o desmoronamento durante a escavação, os tubulões são empregados onde a cota de assentamento da base esteja acima do nível do lençol freático, pelo menos durante sua escavação.

Quando o solo predominante é argiloso, portanto bastante impermeável, permite-se executar esse tipo de fundação com a cota de assentamento da base abaixo do nível do N.A., retirando-se a água percolada com bombas, uma vez que a vazão é baixa. Ao se optar por esse procedimento, a colocação da armadura e o lançamento do concreto deverão ser logo após o término da escavação, para evitar acúmulo de água na base. Além disso o concreto do primeiro lançamento deverá ficar acima da cota do N.A., se forem necessárias duas etapas de concretagem.

Os tubulões são bastante utilizados por serem fundações baratas e eficientes.

Seu baixo custo é devido aos seguintes fatos:

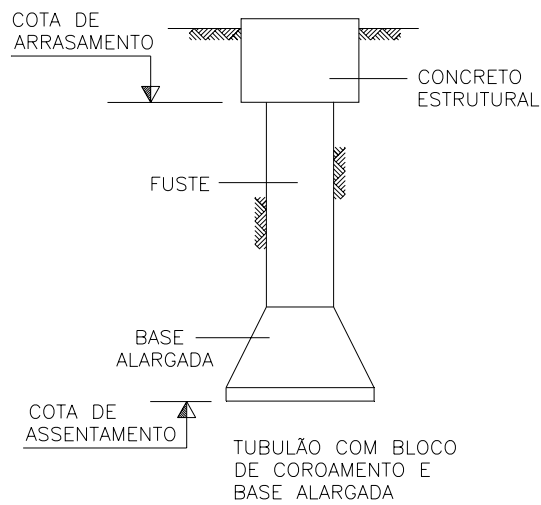
- o volume de escavação é relativamente pequeno, o que implica em bota-fora otimizado;

- não exigem reaterro;
- sua execução requer pequena interferência na área de implantação, reduzindo, ou mesmo eliminando, a necessidade de recomposição vegetal;
- pequeno consumo de fôrmas;
- fornecem proteção contra corrosão dos componentes das torres que se localizem abaixo do nível do terreno;
- sua execução não provoca trepidação ou abalos, eliminando as medidas de proteção a terrenos e a construções vizinhos.

A desvantagem da utilização do tubulão é quando não se tem bom acesso ao local, o que dificulta o transporte dos materiais de construção.

#### **7.3.1.2 Tipos e métodos construtivos**

Os tubulões normalmente são classificados, em função do processo construtivo: não revestidos (FIG. 7.1) ou revestidos (FIG. 7.2). Essa classificação tem origem na segurança durante a escavação. Caso haja necessidade de se atravessar camadas de solo com possibilidade de desmoronamento, ou mesmo de solos moles deformáveis que promovam o estrangulamento da seção, utilizam-se revestimentos para impedir esses fatos indesejáveis. Normalmente são utilizadas camisas, ou anéis de concreto para esse fim. Há também a possibilidade de se usar camisas de aço.



## TUBULÕES SEM REVESTIMENTO

FIGURA 7.1 – Tubulões não Revestidos Escavados a Céu Aberto

Tubulões que devem ser executados em solos com o N.A. elevado, podem ser executados com camisas de concreto, injetando-se ar comprimido no interior delas para impedir a entrada de água, e assim permitir a escavação a seco (FIG. 7.2). No entanto, esses expedientes são utilizados em obras de edificação, e em obras de arte, como em fundações de pontes (FIG. 7.3). Em linhas de transmissão quase não tem lugar para essa solução, adotando-se outros tipos de fundação.

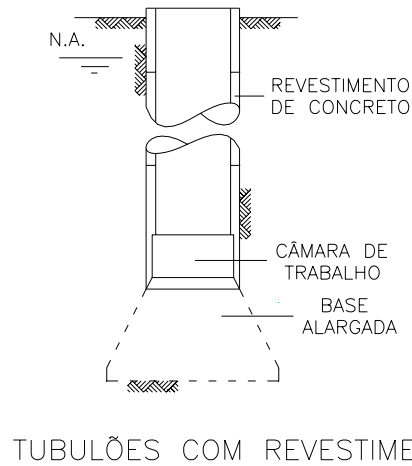


FIGURA 7.2 – Tubulão com Revestimento para Escavação com N.A.

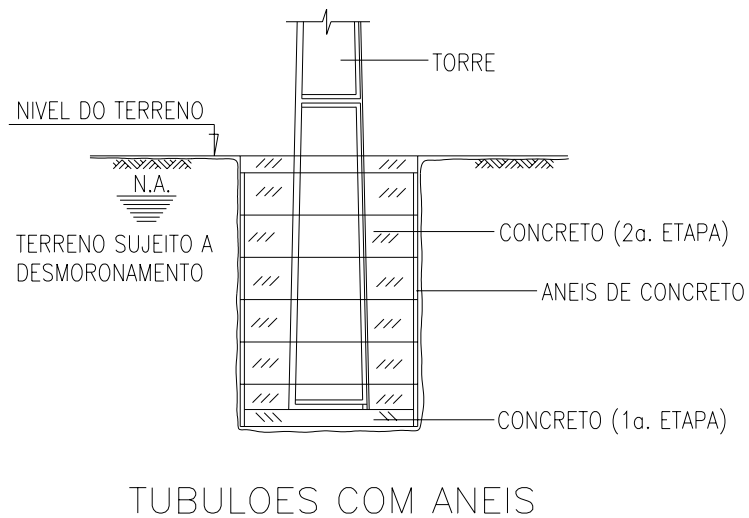


FIGURA 7.3 – Tubulão com Revestimento para Escavação em Solos Fracos e/ou com N.A. .

Nas obras em que se utilizam as fundações aqui estudadas normalmente são propostos tubulões sem revestimento, e com possibilidade de escavação a céu aberto.

Os tubulões podem ser escavados manualmente ou mecanicamente. Nestes últimos são utilizados equipamentos rotativos montados sobre caminhões, o que confere um rendimento elevado à execução. Naturalmente essa última solução pode ser adotada desde que o acesso ao local e o posicionamento do equipamento de escavação sejam possíveis.

### **7.3.1.3 Geometria dos tubulões**

A geometria dos tubulões é simples, pois ela é ditada pela segurança da escavação, daí a forma circular da seção transversal. Os diâmetros dos fustes giram em torno de 60 cm a 100 cm nos casos de LT, e de torres de telecomunicação.

No topo desta fundação é colocado um bloco de coroamento que tem a função de receber as ferragens de ligação da torre. No caso de terrenos sem problemas de desmoronamento na superfície, não se utiliza esse bloco tão bem destacado como um prisma. Neste caso o tubulão aflora com a própria seção circular.

No topo dos blocos de coroamento executam-se superfícies inclinadas para não haver acúmulo de água de chuva, a qual pode penetrar entre o concreto e o pé da torre, facilitando a corrosão dessa última.

Em regiões muito frias, águas infiltradas no concreto através de fissuras, chegam a provocar a quebra do concreto devido ao aumento de seu volume quando congelam. Daí a prática de se aplicar um selante flexível em torno da peça metálica da torre, no contato com o concreto, no topo da fundação. Esta prática não é exclusiva das fundações em tubulão.

Os tubulões geralmente têm suas bases alargadas, as quais permitem que a carga de compressão seja transmitida ao solo com tensões baixas, compatíveis com a tensão admissível do solo naquela cota.



Esse alargamento também tem função primordial na capacidade de arrancamento do tubulão, quando ocorre carga de tração.

#### 7.3.1.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes

O dimensionamento dos tubulões é feito considerando as hipóteses de compressão, tração e força horizontal máximos

##### 7.3.1.4.1 Estudo da compressão

Basicamente esse estudo compreende a determinação das dimensões da base.

Determina-se a cota de assentamento e a tensão admissível no solo basendo-se no relatório de sondagem.

Pode-se considerar a contribuição do atrito lateral, desprezando-se porém o trecho de comprimento igual ao diâmetro da base alargada, medido a partir do trecho em que se inicia esse alargamento (FIG. 7.4), conforme a NBR 6122.

O valor dessa resistência lateral do tubulão pode ser avaliada através da tensão de atrito, ou aderência, que por sua vez pode ser calculada através de correlação com o número N de golpes SPT, de acordo com os seguintes valores (CESP, 1983):

- solo seco
  - $2 \leq N \leq 4 \rightarrow f_{adm} = 10 \text{ kN/m}^2$
  - $4 < N \leq 8 \rightarrow f_{adm} = 16 \text{ kN/m}^2$
  - $8 < N \leq 20 \rightarrow f_{adm} = 16 \text{ a } 30 \text{ kN/m}^2$
  
- solo submerso
  - $f_{adm} = 10 \text{ kN/m}^2$

Os valores indicados para  $f_{adm}$  são tensões admissíveis.

A capacidade de resistência à compressão do tubulão é portanto a soma do atrito lateral com a resistência oferecida pela base.

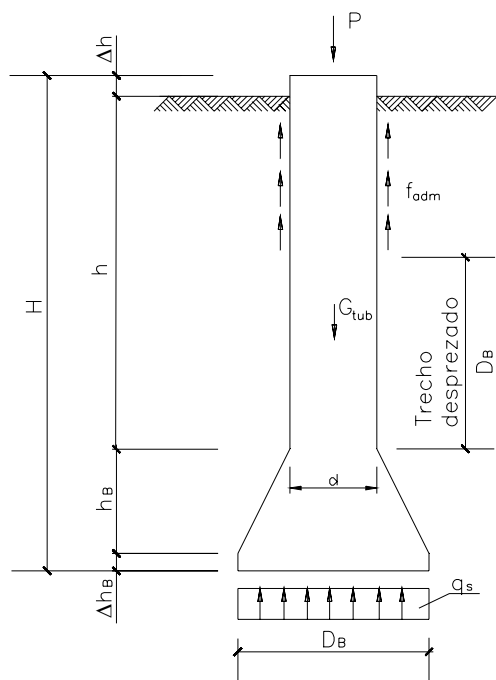


FIGURA 7.4 – Esquema do Equilíbrio Vertical dos Tubulões

A tensão atuante na base pode ser calculada por:

$$q_s = \frac{P + G_{tub} - A_l f_{adm}}{A_b} \quad (7.4)$$

$$q_s \leq q_{adm} \quad (7.5)$$

onde:

- $P$  – é a carga de compressão vertical aplicada no tubulão;

- $G_{\text{tub}}$  – é o peso próprio do tubulão;
- $A_l$  – é a área lateral onde atua o atrito -  $A_l = \pi d(h - D_B)$ ;
- $f_{\text{adm}}$  – é a tensão de atrito na superfície lateral;
- $A_b$  – é a área da base -  $A_b = \pi D_B^2 / 4$

O diâmetro da base é determinado por tentativas.

Na prática, para tubulões pequenos, é usual não se considerar o efeito redutor da carga do atrito lateral. Em contrapartida não se considera o valor do peso próprio do tubulão. Desta maneira a expressão anterior passa a ser escrita:

$$q_s = \frac{P}{A_b} \quad (7.6)$$

O que permite a determinação direta do diâmetro da base.

#### 7.3.1.4.2 Estudo do arrancamento (tração)

As propostas para a avaliação da carga última de arrancamento dos tubulões são muitas, uma das mais difundidas nos cálculos de fundações das torres de linhas de transmissão, e de telecomunicação é a que será descrita. Esse processo é comumente chamado de Método do Tronco de Cone Invertido.

A capacidade de arrancamento de um tubulão é avaliada pela reação devida ao seu peso próprio, somada ao peso do solo formado por um tronco de cone invertido, conforme a FIG. 7.5.

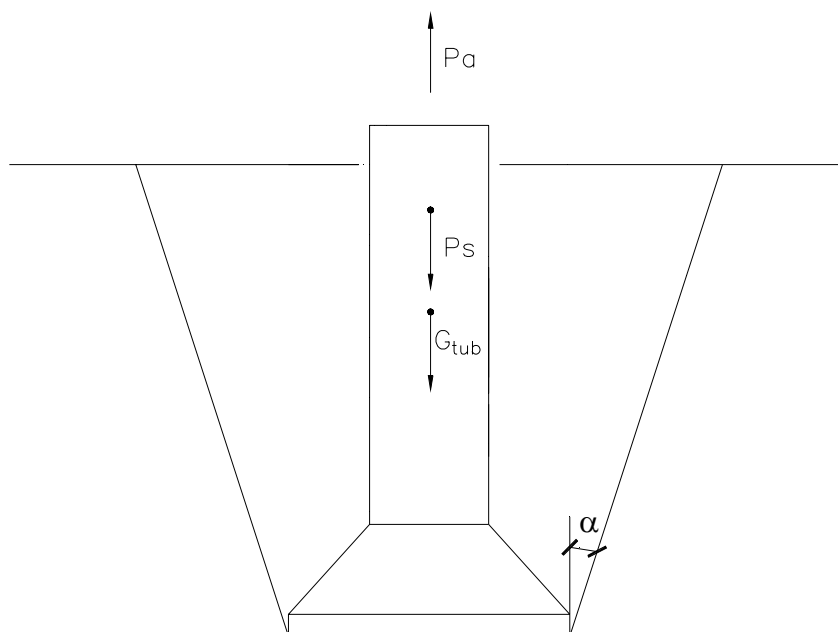


FIGURA 7.5 – Esquema do Equilíbrio Vertical à Tração dos Tubulões

O ângulo de arrancamento do solo, ou o ângulo do tronco de cone,  $\alpha$ , é tomado como  $20^\circ$  para as areias, e  $30^\circ$  para as argilas segundo o *Department of the Navy – Naval Facilities Engineering Command - Design Manual – Soil mechanics, foundations, and earth structures – Navfac dm-7*.

Assim o equilíbrio vertical pode ser expresso por:

$$P_u = G_{\text{tub}} + P_s \quad (7.7)$$

Onde:

- $P_u$  – é a carga máxima que pode ser mobilizada – carga última;
- $G_{\text{tub}}$  – é o peso próprio do tubulão;
- $P_s$  – é o peso do volume de solo do tronco de cone.

A avaliação da segurança é feita através da relação entre a carga  $P_u$  e a carga de tração atuante  $P_a$ . Assim o fator de segurança ao arrancamento, FSA, é dado por:

$$FSA = \frac{P_u}{P_a} \quad (7.8)$$

Esse valor deverá ser maior ou igual a 1,5 no caso de cargas transientes nominais, e a 2 para cargas permanentes, segundo a bibliografia mencionada.

#### 7.3.1.4.3 Estudo do carregamento lateral

As forças horizontais aplicadas nos tubulões são equilibradas com o auxílio da contenção lateral do solo, mobilizando empuxos passivos e ativos.

Um método largamente utilizado para a solução deste equilíbrio é o descrito no *JOURNAL OF POWER DIVISION*, de março de 1969, de onde se manteve a nomenclatura aqui utilizada.

Esse processo considera que o tubulão é rígido e que a resistência horizontal do solo varia linearmente com a profundidade, partindo de um valor nulo na superfície do terreno.

Pode-se demonstrar que, para fundações com largura constante ao longo de todo seu comprimento enterrado, o momento fletor varia de acordo com uma lei parabólica do segundo grau.

No caso dos tubulões, geralmente esta situação não é satisfeita plenamente, uma vez que a base é alargada. Nesse caso o processo ainda poderá ser utilizado, devendo-se corrigir o valor da tensão horizontal na base, através da relação dos diâmetros adotado e o real.

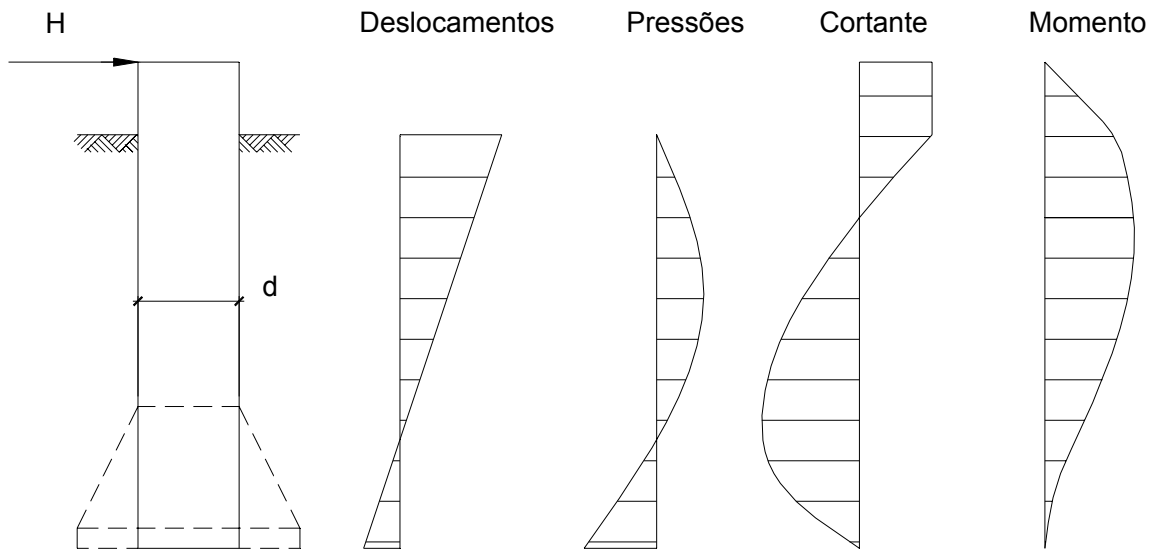


FIGURA 7.6 – Esquema do Equilíbrio Horizontal dos Tubulões

Por tentativas determinam-se o diâmetro e a profundidade do tubulão de maneira a garantir que as tensões horizontais ao longo de todo o comprimento estão dentro de valores admissíveis. O coeficiente de segurança mínimo adotado é 1,5.

Determinadas as dimensões do tubulão pode-se facilmente determinar os esforços solicitantes máximos nele atuantes.

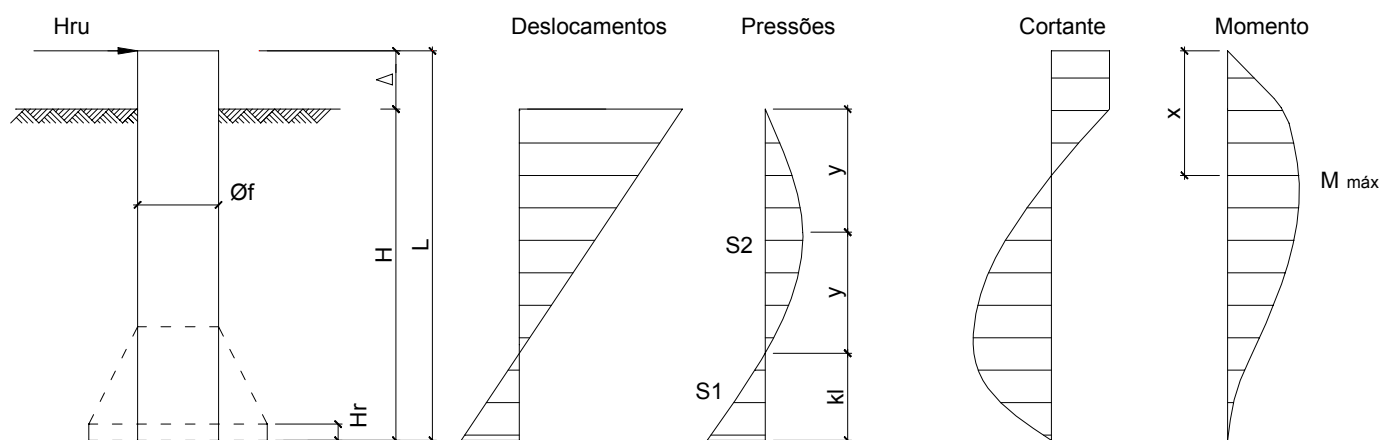


FIGURA 7.7 – Esforços Solicitantes nos Tubulões sob Carga Horizontal

As expressões são as seguintes:

$$N = \frac{\Delta}{L} \quad (7.9)$$

$$K = \frac{1 - N^2}{2(2 + N)} \quad (7.10)$$

$$Y = \frac{L - (NL + KL)}{2} \quad (7.11)$$

$$S_1 = \frac{6H(1 + N)}{Ld(1 + N)^2} \quad (7.12)$$

$$S_2 = S_1 \frac{(N + 3)^2}{8(2 + N)(1 + N)} \quad (7.13)$$

O equilíbrio estará garantido se as tensões  $S_1$  e  $S_2$  satisfizerem às seguintes fórmulas:

$$S_1 \leq \frac{p_{p1} - p_{a1}}{FS} \quad (7.14)$$

$$S_2 \leq \frac{p_{p2} - p_{a2}}{FS} \quad (7.15)$$

Onde:

$$p_{p1} = \gamma_s Htg^2(45^\circ + \phi/2) + 2ctg(45^\circ + \phi/2) \quad (7.16)$$

$$p_{a1} = \gamma_s Htg^2(45^\circ - \phi/2) - 2ctg(45^\circ - \phi/2) \quad (7.17)$$

(se  $p_{a1} < 0$ , adotar  $p_{a1} = 0$ )

e

$$p_{p2} = \gamma_s Ytg^2(45^\circ + \phi/2) + 2ctg(45^\circ + \phi/2) \quad (7.18)$$

$$p_{a2} = \gamma_s Ytg^2(45^\circ - \phi/2) - 2ctg(45^\circ - \phi/2) \quad (7.19)$$

(se  $p_{a2} < 0$ , adotar  $p_{a2} = 0$ )

### 7.3.1.5 Dimensionamento

O dimensionamento da armadura do tubulão é feito considerando os esforços solicitantes obtidos do formulário a seguir, observando-se a simultaneidade dos esforços e as seções onde atuam.

O momento fletor máximo ocorre na profundidade  $Y$ , sendo dado por:



$$M_{\max} = H \left( \Delta + \frac{15}{16} Y \right) \quad (7.20)$$

Desta maneira o fuste deverá ser dimensionado à flexão normal composta, para a seção de momento fletor máximo e sua força normal correspondente, onde o peso do tubulão deverá ser levado em consideração.

O esforço cortante máximo tem o valor de:

$$V_{\max} = H \quad (7.21)$$

Normalmente as combinações críticas de carregamento, para o dimensionamento, são as seguintes:

- para a flexão: flexo-tração na seção de profundidade Y;
- para o cisalhamento: força horizontal com tração.

### 7.3.2 Tubulões em rocha

São fundações geralmente curtas, em concreto armado, e de seções transversais circulares, sem alargamento de base (FIG. 7.8).

Tais fundações são fixadas na rocha, com um trecho aflorante que serve para o nivelamento dos pés das torres.

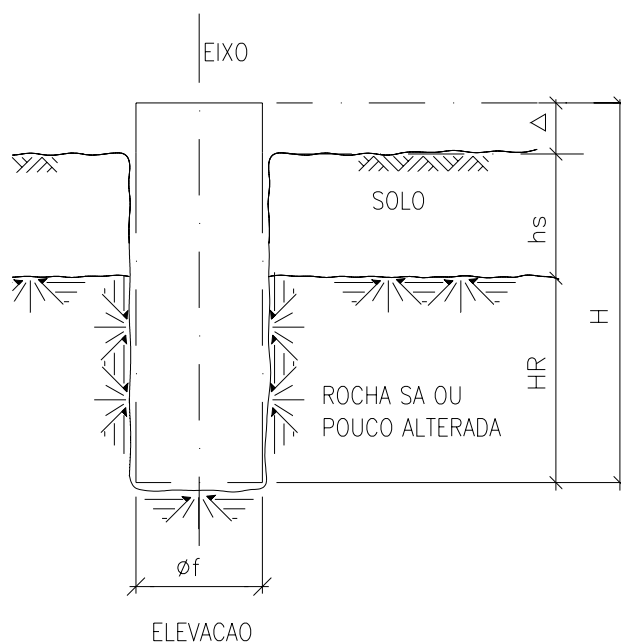


FIGURA 7.8 – Tubulões em Rocha

### 7.3.2.1 Aplicabilidade

Esse tipo de tubulão é utilizado quando se encontra rocha aflorante, ou a pequenas profundidades. A qualidade da rocha em questão deverá ser sã, ou quase sã, com poucas fraturas.

### 7.3.2.2 Método construtivo

As escavações são executadas através do uso de explosivos, o que limita o uso desse tipo de tubulão a áreas isoladas, onde essa prática poderá ser executada. Quando não for possível a utilização de explosivos, a solução geralmente utilizada é a de Blocos Ancorados em Rocha, discutida mais adiante.

### **7.3.2.3 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes**

O tubulão é considerado engastado na rocha, podendo ser considerado como uma barra em balanço.

O dimensionamento dos tubulões em rocha é feito considerando as hipóteses de compressão, tração e força horizontal máximos.

#### **7.3.2.3.1 Estudo da compressão e da tração**

Como o tubulão é considerado engastado na rocha, o esquema da FIG. 7.9 ilustra o cálculo dos esforços.

A transmissão do esforço de tração do tubulão para a rocha é que determina seu comprimento de embutimento.

Esse estudo é feito considerando o atrito entre o concreto e a rocha. Geralmente são adotados valores conservadores (tensões baixas) para esse atrito, uma vez que o uso de explosivo poderá fissurar a rocha, diminuindo sua capacidade de aderência com o concreto.

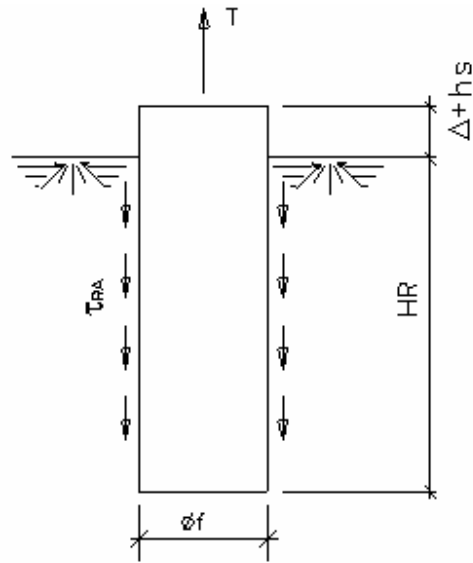


FIGURA 7.9 – Esquema do Equilíbrio Vertical à Tração dos Tubulões em Rocha

### 7.3.2.3.2 Estudo do carregamento lateral

O momento fletor máximo atua na seção localizada no nível do topo rochoso. Os esforços solicitantes máximos podem ser determinados pelas expressões seguintes, de acordo com a FIG. 7.8.

Na flexo-tração:

$$N = N_{\text{torre}} + G_{\text{pp}} \quad (7.22)$$

$$M = H_{\text{compressão}} \times (\Delta + h_s) \quad (7.23)$$

$$V = H_{\text{compressão}} \quad (7.24)$$

Na flexo-compressão:

$$N = - N_{\text{torre}} + G_{\text{pp}} \quad (7.25)$$

$$M = H_{\text{tração}} \times (\Delta + h_s) \quad (7.26)$$

$$V = H_{\text{tração}} \quad (7.27)$$

Onde:

- N é a força normal;
- $N_{\text{torre}}$  é a força normal devida à torre;
- $G_{\text{pp}}$  é a força normal devida ao peso próprio, na seção considerada;
- $H_{\text{compressão}}$ ,  $H_{\text{tração}}$  são as forças horizontais resultantes que agem simultaneamente com as forças normais de compressão e de tração respectivamente;
- $\Delta$  é o afloramento do tubulão;
- $h_s$  é a espessura da camada de solo;
- M é o momento fletor;
- V é a força cortante.

Os projetistas de fundação, muitas vezes, consideram como seção de engastamento, para efeito de dimensionamento, não a seção no nível do topo rochoso, e sim a seção abaixo daquela aproximadamente 50 cm, ou a metade do diâmetro do tubulão. Isto é justificado por causa do método construtivo, pois a rocha poderá apresentar fissuração excessiva, ou mesmo quebra das bordas superiores da cava, aumentando, assim, o comprimento do vão a ser considerado no cálculo do momento fletor (FIG. 7.10).

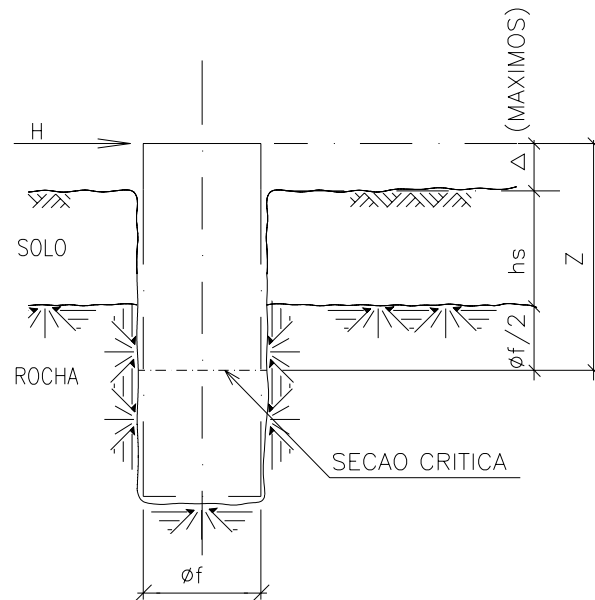


FIGURA 7.10 – Seção Crítica para Dimensionamento do Momento Máximo em Tubulões em Rocha

#### 7.3.2.4 Dimensionamento

O dimensionamento do tubulão é feito considerando os esforços solicitantes obtidos conforme mostrado anteriormente.

#### 7.3.3 Sapatas

São fundações diretas, em concreto armado, que distribuem as cargas nelas aplicadas através de tensões distribuídas no solo. Normalmente elas possuem uma laje na parte inferior (base) que pode ter altura variável ou não.

### **7.3.3.1 Aplicabilidade**

Essas estruturas são indicadas quando o solo tem boa resistência a pouca profundidade. Geralmente em LT, o assentamento delas se faz em torno de 2 a 4 m de profundidade.

Quando da utilização de sapatas deve-se atentar também para que o solo não seja muito compressível, ou seja, não apresente características que permitam recalques além dos admissíveis.

É comum, durante a execução, a substituição de tubulões por sapatas, devido às dificuldades encontradas durante as escavações. Blocos de rocha podem requerer para sua remoção, escavações tais que inviabilizam a utilização de tubulões.

### **7.3.3.2 Método construtivo**

As escavações para essas sapatas podem ser mecanizadas, dependendo naturalmente das condições de acesso ao local do equipamento para esse fim. Normalmente são utilizadas retro-escavadeiras, o que limita a profundidade de escavação mecânica a aproximadamente 3 m. No entanto, se necessário, essa atividade poderá ser continuada manualmente.

Geralmente as sapatas são concretadas em duas etapas, sendo a primeira delas relativa à laje da parte inferior (base), e a segunda ao respectivo fuste.

Para se evitar a utilização de fôrmas, tem-se adotado a base da sapata com altura constante. E no caso de se executar sapata com base de altura variável, sugere-se que o concreto não tenha inclinação maior que  $30^\circ$ , pois assim não haverá necessidade de fôrma.

Preferencialmente as sapatas são projetadas para terrenos que tenham capacidade portante aos serem escavados. No entanto, quando há risco de desmoronamento, o solo deverá ser

escorado durante a execução da obra. A rigor, as escavações com profundidade maior que 1,5 m deverão ser escoradas, para garantir a segurança dos trabalhadores.

Após a concretagem da sapata, o reaterro deverá ser executado com compactação mecânica, em camadas não superiores a 20 cm cada, com teor de umidade ótima, e obter um grau de compactação mínimo de 95% do Proctor Normal (índice que mede a eficiência, ou controle da compactação). Todos esses cuidados têm fundamento no fato de que as fundações são sujeitas ao arrancamento devendo o reaterro apresentar características geotécnicas iguais, ou melhores que o terreno original.

### **7.3.3.3 Geometria das sapatas**

A forma em planta das sapatas mais utilizada é a quadrada, (FIG. 7.11).

O fuste, geralmente de seção transversal quadrada ou circular, também pode apresentar inclinação ou não. Quando inclinado, ele acompanha a inclinação do pé da torre.

A inclinação do fuste sempre é desejável pois garante que a reação do pé da torre tenha seu ponto de aplicação coincidindo com o centro da sapata, o que permite a redução do momento de tombamento da sapata, contribuindo para otimização das dimensões.



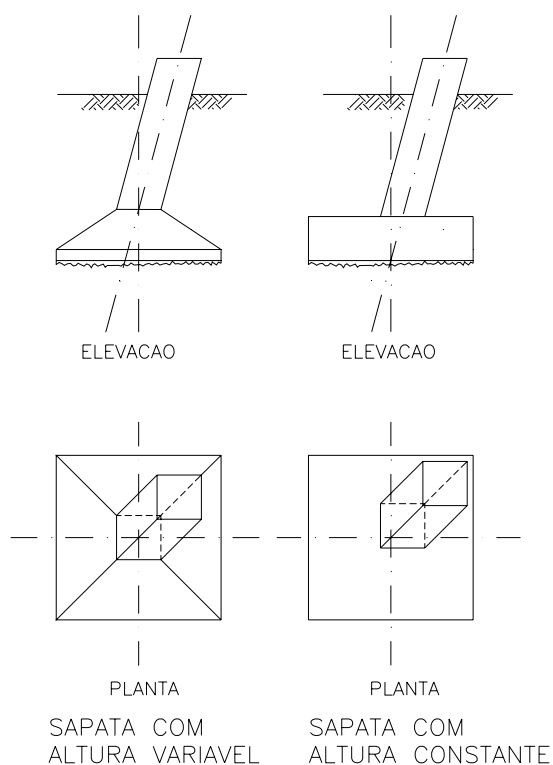


FIGURA 7.11 – Geometria das Sapatas

Em LT, as sapatas são projetadas isoladas umas das outras, sem interligação entre si, devida à grande distância entre os pés das torres e ao fato de geralmente serem desniveladas o que complica a construção.

No entanto, o contraventamento das fundações é uma boa prática de projeto, uma vez que as cintas redistribuem os esforços horizontais, minimizando o carregamento sobre aquelas estruturas, além de reagirem positivamente nos casos de recalques diferenciais das fundações.

Já nas torres de telecomunicação, as cintas de contraventamento são bastante utilizadas, pois nelas aqueles impedimentos observados para as torres de LT não estão presentes na maioria dos casos (as torres têm os pés nivelados).

#### **7.3.3.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes**

Normalmente, na estabilidade da sapata não se considera a contenção lateral do solo, quando ela está submetida à compressão. Daí o atrito, sob a laje, ser o responsável pela segurança ao deslizamento.

Na condição de sapata solicitada por cargas de tração (arrancamento), o equilíbrio da carga horizontal se faz através da contenção lateral do solo, embora, na maioria dos casos dos projetos, esta verificação não seja feita.

O equilíbrio das cargas verticais se faz através da reação do solo, manifestado em forma de tensões.

Sempre há momentos de tombamento nas sapatas, provocados pelas cargas horizontais, que tendem a desestabilizá-las. Esses momentos provocam uma distribuição de tensões no solo, propiciando o equilíbrio ao tombamento da sapata (somatória dos momentos em relação a um ponto tem valor nulo -  $\Sigma M = 0$ ).

Naturalmente que o valor da tensão máxima encontrada deverá ser menor que o da tensão admissível do solo.

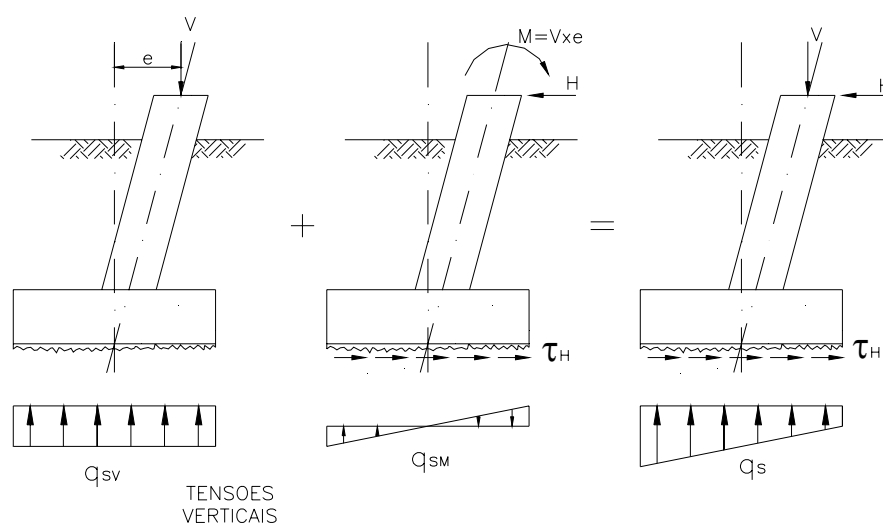


FIGURA 7.12 – Esforços Aplicados e Tensões sob as Sapatas

#### 7.3.3.4.1 Estudo da compressão

A prática da verificação do equilíbrio das sapatas comprimidas é feita calculando-se o valor das tensões sob a sapata.

Este procedimento é clássico e é iniciado com o cálculo dos esforços atuantes no centro de gravidade da superfície de contato do solo com a sapata, em sua face inferior.

As tensões no solo, nesta verificação, deverão ser sempre de compressão, não se admitindo “descolamento” da sapata.

No caso de sapata quadrada com a geometria da FIG. 7.13 as tensões no solo poderão ser avaliadas pelas expressões que se seguem, onde  $N_c$  é a somatória de todas as cargas verticais, inclusive o peso do solo sobre a sapata.

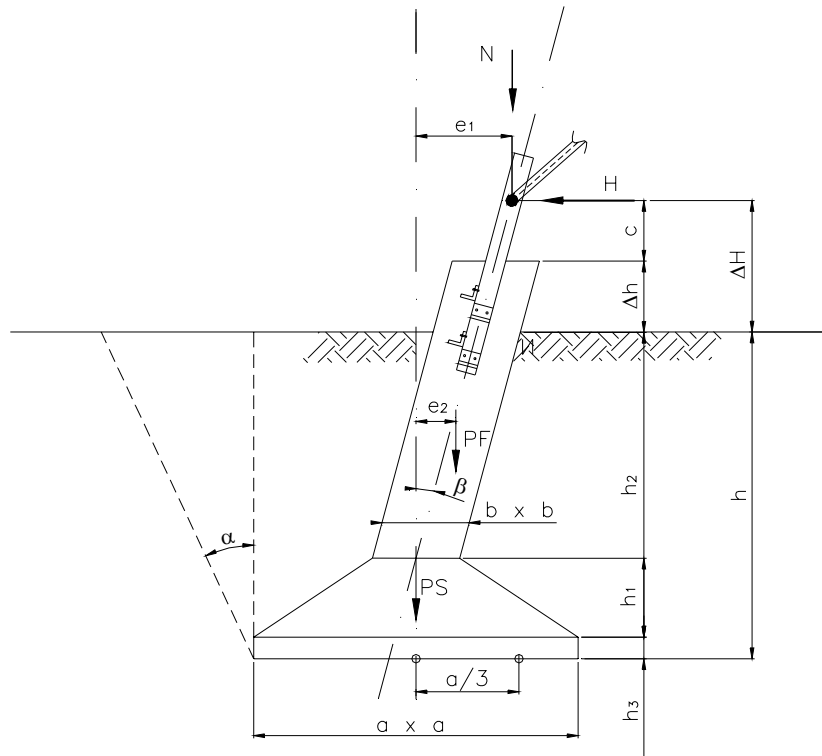


FIGURA 7.13 – Esquema de Equilíbrio de Sapata, de Acordo com o USBR

- momentos:

$$M_L = N e_{1L} + P_F e_{2L} - H_L (h + \Delta H_L) \quad (7.28)$$

$$M_T = N e_{1T} + P_F e_{2T} - H_T (h + \Delta H_T) \quad (7.29)$$

- tensões:

$$q_{\max} = \frac{N_c}{a^2} + \left( \frac{6M_L}{a^3} + \frac{6M_T}{a^3} \right) < q_{\text{adm}} \quad (7.30)$$

$$q_{\min} = \frac{N_c}{a^2} - \left( \frac{6M_L}{a^3} + \frac{6M_T}{a^3} \right) > 0 \quad (7.31)$$

Entende-se que, ao se exigir que a tensão mínima no solo ( $q_{\min}$ ) não seja nula, a segurança ao tombamento está garantida, com o clássico fator de segurança ao tombamento tendo um valor superior ao mínimo exigido (geralmente 1,5).

#### 7.3.3.4.2 Estudo do arrancamento (tração)

Na verificação do arrancamento das sapatas, como nos tubulões, é utilizado o processo do tronco de cone invertido.

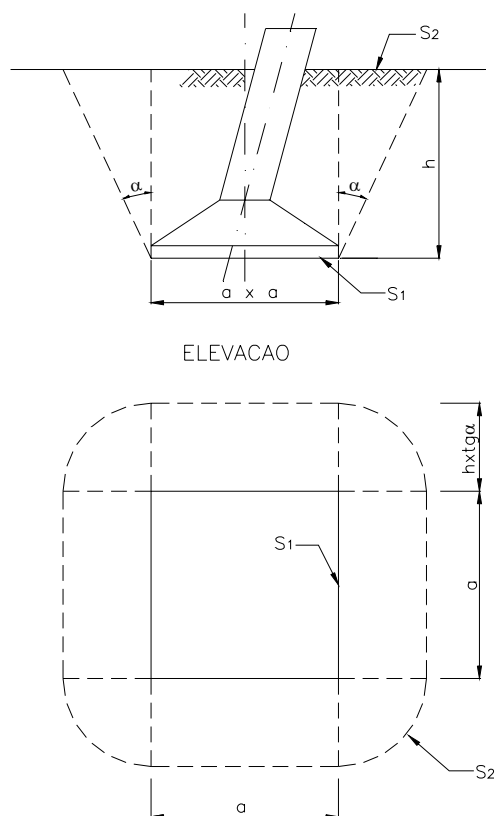


FIGURA 7.14 – Esquema de Equilíbrio Vertical à Tração das Sapatas

O volume de solo mobilizado no arrancamento é dado por:

$$V_s = a^2h + 2ah^2 \operatorname{tg}\alpha + \frac{\pi}{3} h^3 \operatorname{tg}^2\alpha \quad (7.32)$$

O ângulo de arrancamento do solo, ou o ângulo do tronco de cone  $\alpha$ , é tomado como  $20^\circ$  para as areias e  $30^\circ$  para as argilas, como já indicado no estudo dos tubulões.

A capacidade total de arrancamento da sapata é computada somando-se o peso da sapata, e o peso do solo mobilizado. O equilíbrio vertical pode ser expresso por:

$$P_u = G_{sap} + P_s \quad (7.33)$$

onde:

- $P_u$  – é a carga máxima que pode ser mobilizada – carga última;
- $G_{sap}$  – é o peso próprio da sapata;
- $P_s$  – é o peso do volume do tronco de cone, descontado o volume enterrado da sapata.

A avaliação da segurança é feita através da relação entre a carga  $P_u$  e a carga de tração atuante  $P_a$ . Assim, o fator de segurança ao arrancamento, FSA, é dado por:

$$FSA = \frac{P_u}{P_a} \quad (7.34)$$

Esse valor deverá ser maior ou igual a 1,5 no caso de cargas transientes nominais, e a 2 para as cargas permanentes.

No Processo do Tronco de Cone Invertido, o USBR orienta que a cunha de solo tenha seu início na aresta superior da borda da sapata, a não ser que haja escavação além do alinhamento de sua face vertical (FIG. 7.15).

No entanto, no Brasil, é usual sempre adotar o início da cunha na aresta inferior da borda da sapata, uma vez que o desempenho desta estrutura ao arrancamento é bastante satisfatório. Desta maneira tenta-se ajustar esse comportamento, obtendo com isso uma estrutura de fundação mais leve.

Aquela mesma bibliografia sugere uma verificação da segurança ao arrancamento com tombamento. Essa análise será atendida se a desigualdade seguinte for verificada:

$$\frac{W}{2} \geq \frac{PY + HX - \frac{1}{3}bc}{\frac{2}{3}(b+d)} \quad (7.35)$$

Onde o numerador do segundo membro é o momento de tombamento tomado em relação a um ponto distante de  $a/6$  da face da aresta da sapata FIG. 7.15.

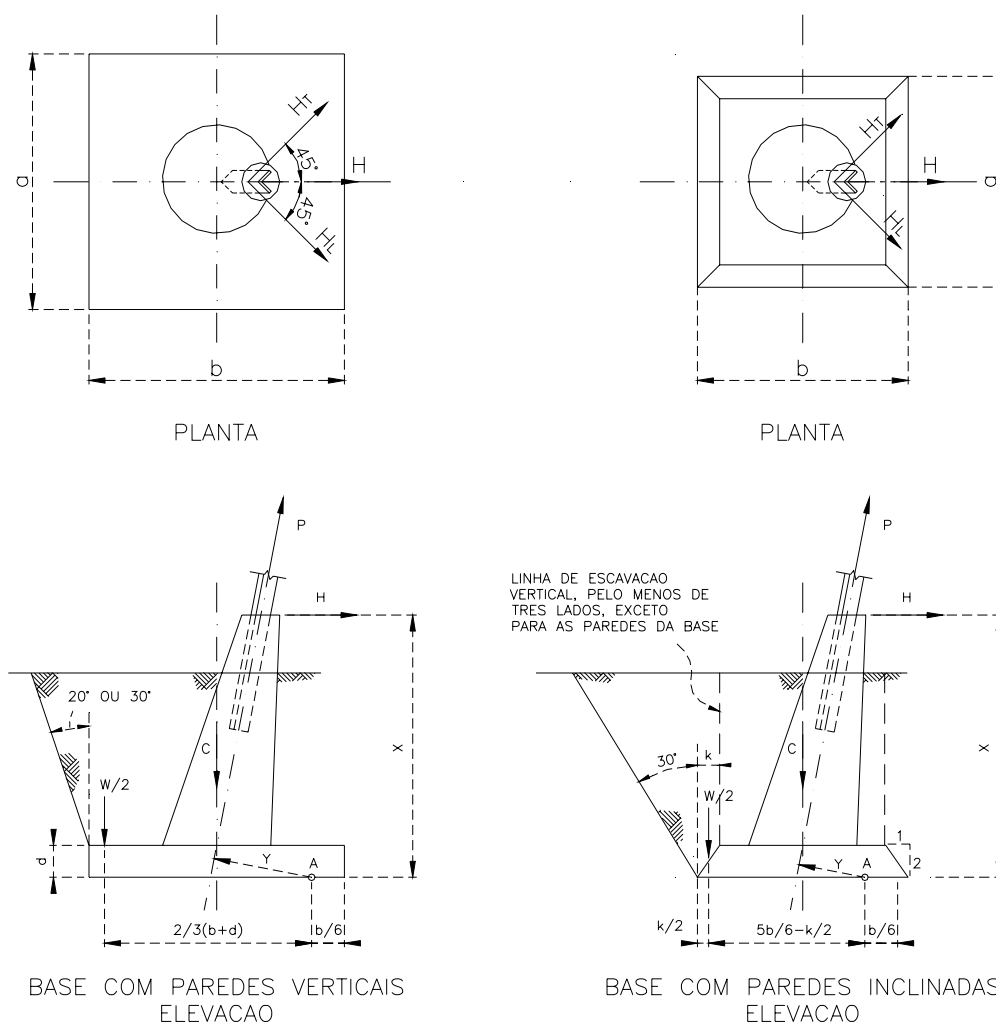


FIGURA 7.15 – Esquema de Verificação ao Arrancamento das Sapatas, de Acordo com o USBR

Na figura foi adotada a mesma nomenclatura utilizada no *USRB*:

- $W$  é o peso do tronco de cone;
- $P$  é a carga de arrancamento aplicada na direção do pé da torre;
- $H$  é a resultante das cargas horizontais, atuantes simultaneamente com  $P$ ;
- $C$  é o peso da sapata.



### **7.3.3.5 Dimensionamento**

O dimensionamento estrutural das sapatas é feito, basicamente no fuste e na base.

#### **7.3.3.5.1 Dimensionamento do fuste**

##### **7.3.3.5.1.1 Flexão**

O fuste é dimensionado à flexo-compressão e à flexo-tração, sendo esta última a situação determinante da armadura necessária.

Duas seções são analisadas no dimensionamento, e a armadura maior é a adotada constante ao longo do fuste. As seções críticas são a do topo e a da base do fuste.

A seção do topo é verificada à tração pura, uma vez que as torres não aplicam momentos fletores nesta seção.

Já a seção inferior tem, além da força normal, os momentos fletores devidos às cargas horizontais e à carga vertical aplicadas pela torre, além do peso próprio do fuste.

Normalmente os fustes têm seção transversal quadrada e constante, e é comum tomar para essa seção uma circular inscrita, para o dimensionamento. Este fato ocorre por não serem muito difundidos ábacos, ou programas automáticos para o dimensionamento de seções quadradas submetidas à flexão oblíqua com carga de tração. O que não é verdade para as seções circulares solicitadas por flexão normal composta (compressão ou tração).

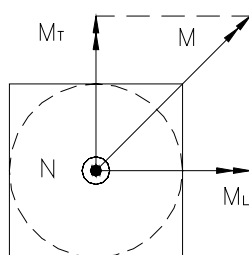


FIGURA 7.16 – Seção Circular Adotada no Fuste para Dimensionamento da Flexão

#### 7.3.3.5.1.2 Cisalhamento

Para o dimensionamento do cisalhamento, a condição determinante de armadura máxima é aquela em que a seção está submetida à tração, nesse caso, o concreto contribui menos na redução da tensão de cisalhamento de cálculo.

Geralmente se dimensiona a armadura longitudinal do fuste considerando-se a seção circular inscrita submetida à resultante das forças aplicadas pela torre, na condição de tração. Essa seção circular é transformada numa outra equivalente retangular para o cálculo da armadura transversal.

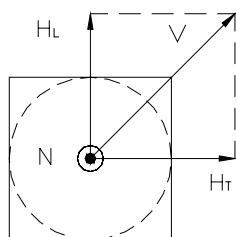


FIGURA 7.17 – Seção Circular Adotada no Dimensionamento da Armadura Transversal do Fuste

### **7.3.3.5.1.3 Torção**

A ocorrência de torção é causada pelas forças horizontais transversal e longitudinal, devida à inclinação do fuste, quando aquelas forças têm valores desiguais entre si.

No entanto, esse esforço geralmente é desprezado, já que não tem valor significativo.

### **7.3.3.5.2 Dimensionamento da base**

#### **7.3.3.5.2.1 Flexão**

A base é dimensionada à flexão, requerendo armadura na face inferior, quando da compressão da sapata, e na face superior, na condição de tração.

Para o cálculo do momento fletor pode ser tomado, para valor da tensão do solo, aquele que é a média entre a tensão encontrada no centro da aresta mais solicitada, e a tensão máxima encontrada.



A transferência dos esforços do fuste para a face inferior da base, mobiliza o mecanismo de punção, e sendo ele mais crítico, não há necessidade de se verificar as tensões de cisalhamento, usualmente.

#### **7.3.4 Sapatas submersas**

São aquelas que se encontram abaixo do nível de água. Mas nem sempre elas são executadas abaixo do lençol freático. Existem aquelas construídas em solo seco, e que ficam submersas por um período de tempo, em regiões em que há inundações, ou variações do nível de água.

##### **7.3.4.1 Aplicabilidade**

Essas estruturas são indicadas quando o solo tem resistência, de boa a média, a pouca profundidade, porém com a possibilidade da presença de água, acima da cota de assentamento.

##### **7.3.4.2 Informações gerais**

Todas as informações sobre o método construtivo, estudo de estabilidade, e dimensionamento destas sapatas, são as mesmas para as sapatas em solo seco. No projeto, basicamente, deve-se alterar somente o efeito da presença de água, corrigindo-se os pesos específicos do solo e do concreto.

Deve-se observar ainda que a tensão admissível do solo, em presença de água, tem uma redução muito grande.

### **7.3.5 Blocos**

Os blocos utilizados em fundações normais, em edificações por exemplo, são executados em concreto simples ou ciclópico (não armados). Normalmente têm grande espessura na parte inferior, proporcionando grande rigidez a esse tipo de fundação.

#### **7.3.5.1 Aplicabilidade**

Geralmente os blocos são utilizados para pequenas cargas de compressão, e quase sempre sob cargas centradas.

Nos casos aqui abordados, para apoios de torres submetidos à tração, ou à compressão, e à cargas horizontais, esse tipo de fundação quase nunca é utilizado no Brasil.

No entanto, em situações especiais, essa fundação pode ser utilizada para resistir aos esforços de arrancamento principalmente.

Esta opção é geralmente adotada nos casos em que há necessidade de lastro para resistir ao arrancamento, devido à exigüidade de espaço para execução das fundações previstas (tanto lateral como verticalmente), ou mesmo ao fato de se encontrar, durante a execução, o terreno úmido ou com peso específico menor do que o mínimo previsto no projeto.

#### **7.3.5.2 Método construtivo**

As escavações para os blocos, como já visto para as sapatas, podem ser manuais ou mecanizadas, o que é função também das condições de acesso do equipamento ao local. Pode ser utilizada retro-escavadeira, que tem limitação de profundidade de escavação em torno de 3 m aproximadamente, no entanto, se necessário, essa atividade poderá ser continuada manualmente.

Os blocos também podem ser concretados em duas etapas: primeiro o bloco em si, e depois o fuste.

Não é incomum que parte do bloco propriamente dito seja assentada dentro de rocha, cuja escavação deverá ser executada, com o uso de explosivo, ou por roto-percussão. Nessas situações especiais, procura-se assentar o bloco em plano preferencialmente horizontal, ou em plano pouco inclinado.

O reaterro dos blocos deverá ser executado em camadas não superiores a 20 cm, com compactação mecânica, com teor de umidade ótima do solo, e obter um grau mínimo de compactação de 95% do Proctor Normal (índice que indica se a compactação foi eficiente – minimização dos vazios no solo). Esse rigor tem por objetivo garantir que o reaterro apresente características geotécnicas iguais, ou melhores, que do terreno original, por causa da condição de arrancamento que a fundação estará sujeita.

### **7.3.5.3 Geometria dos blocos**

Os blocos tem a região inferior bastante espessa, de maneira que  $\text{tg } \beta \geq 1,5$  (FIG. 7.19). Caso  $\text{tg } \beta < 1,5$  a estrutura é considerada uma sapata.

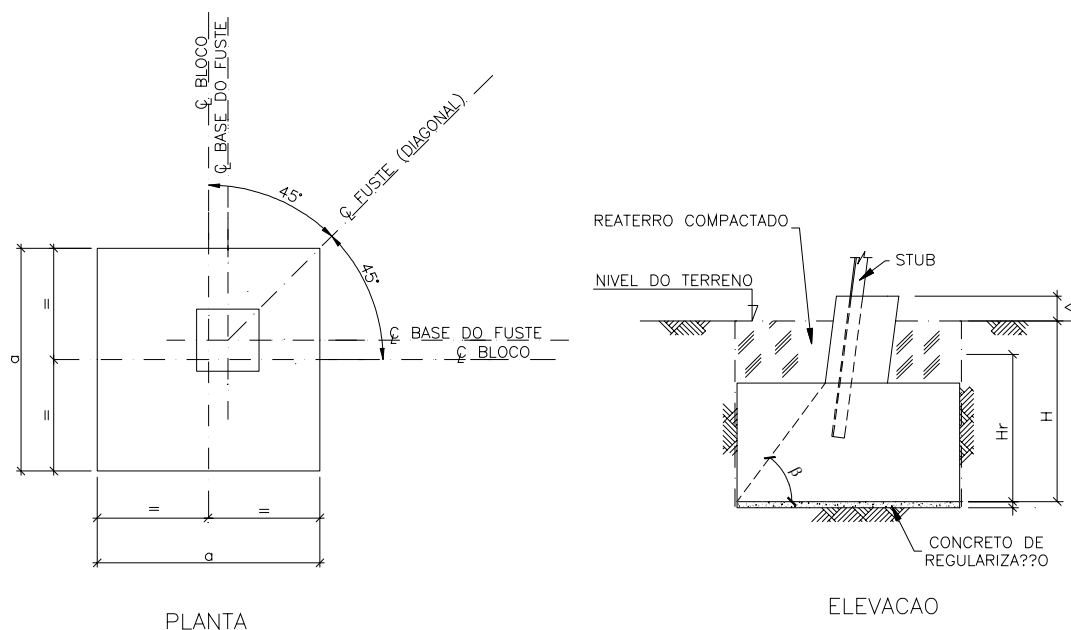


FIGURA 7.19 – Geometria dos Blocos

#### 7.3.5.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes

O estudo do equilíbrio global dos blocos é o mesmo dispensado às sapatas, inclusive com relação aos fatores de segurança.

##### 7.3.5.4.1 Estudo da compressão

As expressões e nomenclatura utilizadas para os blocos são as mesmas das sapatas.

Para a hipótese de compressão no bloco, exige-se que a base esteja inteiramente comprimida.

- momentos:

$$M_L = N e_{1L} + P_F e_{2L} - H_L (h + \Delta_L) \quad (7.36)$$



$$M_T = N e_{IT} + P_F e_{2T} - H_T (h + \Delta_L) \quad (7.37)$$

- tensões:

$$q_{\max} = \frac{N_c}{a^2} + \left( \frac{6M_L}{a^3} + \frac{6M_T}{a^3} \right) < q_{\text{adm}} \quad (7.38)$$

$$q_{\min} = \frac{N_c}{a^2} - \left( \frac{6M_L}{a^3} + \frac{6M_T}{a^3} \right) > 0 \quad (7.39)$$

onde  $N_c$  é a somatória das cargas verticais atuantes, inclusive o peso do solo sobre o bloco.

A tensão máxima de compressão sob o bloco deverá ser menor que a tensão admissível no solo, como indicado na expressão de  $q_{\max}$  acima.

#### 7.3.5.4.2 Estudo do arrancamento (tração)

Normalmente utiliza-se o Método do Tronco de Cone Invertido também para se avaliar a capacidade dos blocos ao arrancamento.

No caso em que parte do bloco esteja embutida em rocha, a segurança ao arrancamento é ditada pelo atrito lateral rocha/concreto, uma vez que a rocha é menos deformável que o solo. Assim, não há lugar para o Método do Tronco de Cone Invertido nesta situação.

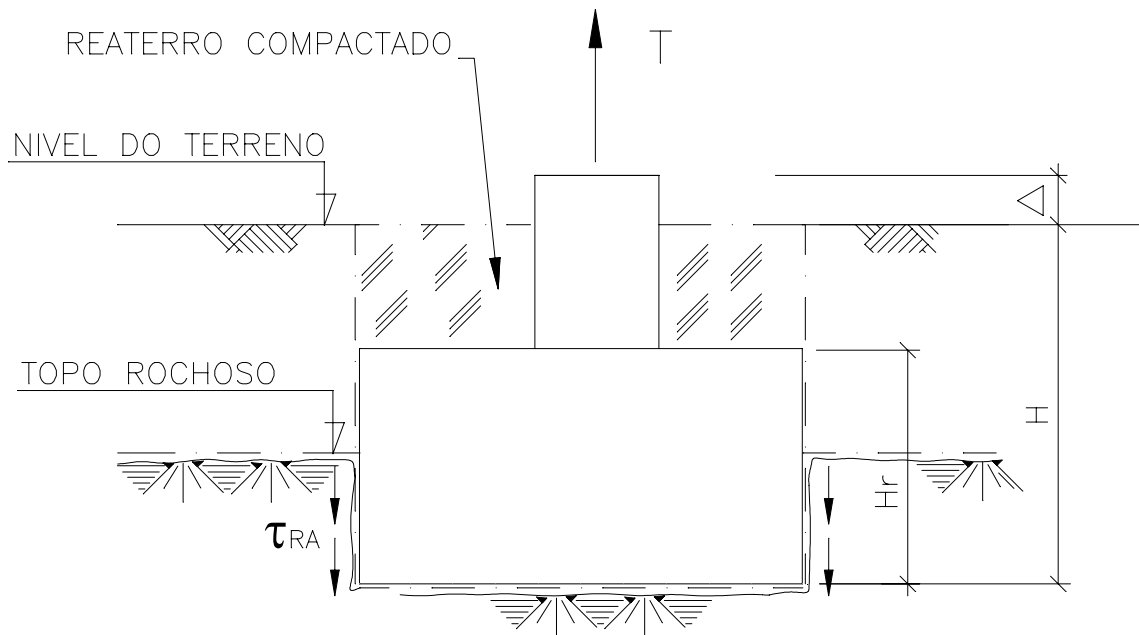


FIGURA 7.20 - Bloco Embutido em Rocha – Atrito Lateral

### 7.3.5.5 Dimensionamento

O dimensionamento dos blocos resume-se na análise do fuste e de sua base.

#### 7.3.5.5.1 Dimensionamento do fuste

O dimensionamento do fuste dos blocos é feito como no caso do fuste das sapatas.

#### 7.3.5.5.2 Dimensionamento da base

O dimensionamento da base do bloco consiste em adotar dimensões tais que garantam que a maior tensão de tração atuante no concreto não ultrapasse sua resistência (FIG. 7.21).

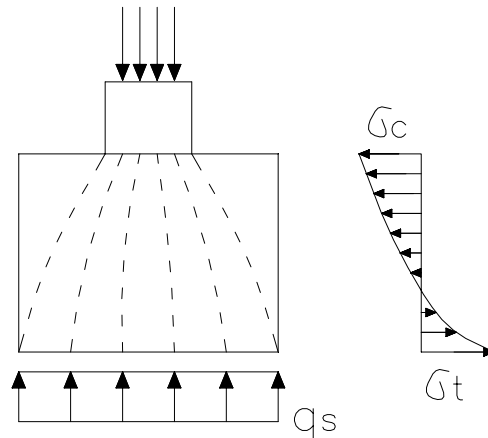


FIGURA 7.21 – Tensões nos Blocos

Essa tensão pode ser obtida através da seguinte expressão (ALONSO, 1994):

$$\frac{\operatorname{tg}\beta}{\beta} = \frac{q_s}{\sigma_t} + 1 \quad (7.40)$$

Onde:

$\beta$  – ângulo dependente da geometria do bloco, em radianos (FIG. 7.19);

$q_s$  – tensão atuante no solo (no caso pode-se tomar o valor da tensão máxima, a favor da segurança);

$\sigma_t$  – tensão máxima de tração atuante no concreto do bloco.

Esta tensão de tração no concreto não deverá superar o seguinte limite:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_f \gamma_c} \quad (7.41)$$

Como  $f_{tk} \cong \frac{f_{ck}}{10}$  para os concretos geralmente utilizados em fundações, tem-se:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ck}}{10 \times 1,4 \times 1,4} \quad (7.42)$$

$$\sigma_t \cong \frac{f_{ck}}{20} \quad (7.43)$$

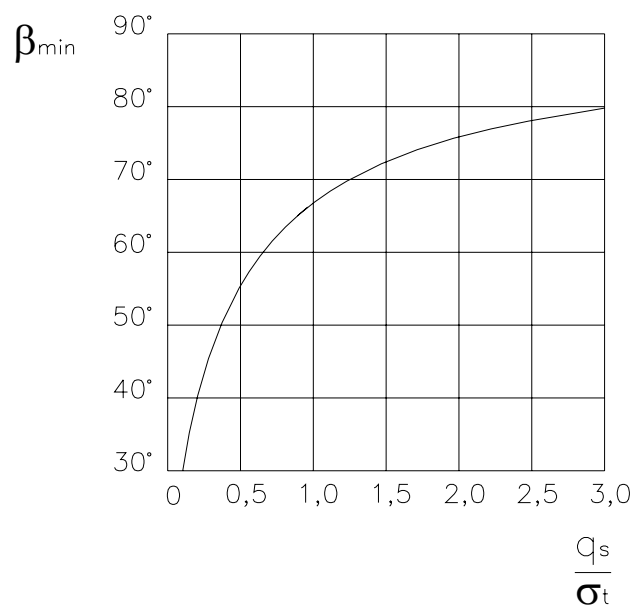


FIGURA 7.22 - Correlação entre Tensões e Ângulo  $\beta$  em Blocos

A tensão  $\sigma_t$  pode também ser obtida diretamente do ábaco da FIG. 7.22.

Pode-se também, fazendo uso do ábaco, e admitindo-se que a tensão máxima de tração atuante no concreto do bloco é igual a  $f_{tk} / (\gamma_c \times \gamma_f)$ , determinar-se o menor valor de  $\beta$  a ser adotado ( $\beta_{\min}$ ). Determinado  $\beta$ , as dimensões mínimas do bloco podem ser definidas.

As solicitações de cisalhamento e punção não necessitam ser verificadas, porque produzem tensões muito baixas.

### 7.3.6 Blocos sobre estacas

São fundações profundas que transmitem as cargas diretamente às camadas de solo mais profundas, por serem mais resistentes. A transmissão das cargas é feita por atrito lateral estaca x solo e pela ponta da estaca.

No topo dessas estacas são construídos blocos de coroamento, que recebem as cargas das torres através de fustes, e as redistribuem nas estacas.

Os blocos nem sempre estão sobre estacas, à guisa delas podem ser construídos tubulões, e os blocos permanecem com a mesma função de distribuidores de cargas. Nos projetos dos blocos em si não há diferença no cálculo dos blocos sobre estacas ou sobre tubulões.

#### **7.3.6.1 Aplicabilidade**

As fundações estaqueadas são utilizadas onde o terreno superficial não apresenta capacidade de suporte adequada ou é muito deformável.

Também são utilizados nos casos em que o nível de água muito elevado dificulta ou mesmo impede a execução econômica de fundação direta.

#### **7.3.6.2 Método construtivo**

A execução do estaqueamento exige a utilização de equipamentos muitas vezes pesados, que ocupam grandes espaços. Para sua instalação e operação é necessário que o local seja quase plano.

As estacas que mais são utilizadas em LT são as de concreto pré-moldado e as metálicas (perfis laminados e trilhos).

Para resistir às forças horizontais é comum a utilização de estacas inclinadas.

Normalmente não se projeta estacas com ângulos maiores que  $12^\circ$ , o que exige bate-estaca com coluna inclinável. Para ângulos até  $5^\circ$  normalmente não há dificuldades na execução do estaqueamento.

As estacas pré-moldadas são pesadas e, por isso, oferecem maior dificuldade de cravação, quando inclinadas. Procura-se utilizá-las com ângulos de inclinação menores. Já as estacas tipo raiz podem ser executadas com ângulos bem maiores, praticamente não havendo um limite superior para eles.

Após a execução do estaqueamento, faz-se a preparação dos topos das estacas, e em seguida é colocada a armadura e depois é lançado o concreto do bloco de coroamento.

### 7.3.6.3 Geometria dos blocos

Os blocos de coroamento geralmente são projetados com altura constante, visando facilitar sua execução.

A altura do bloco é determinada de maneira que possa considerá-lo rígido, que não haja necessidade de armá-lo à punção, nem ao cisalhamento, e que permita a ancoragem da armadura longitudinal do fuste.

No caso de bloco sobre uma estaca sua altura é determinada pelas expressões:

$$h \geq \begin{cases} -1,2a \\ -l_{b1} \end{cases} \quad (7.44)$$

onde:

- $a$  é o valor do lado do bloco, geralmente a dimensão transversal da estaca (lado ou diâmetro) acrescida de 5 a 15 cm para cada lado;
- $l_{b1}$  é o comprimento de ancoragem das barras utilizadas no pilar, ou fuste que nasce no bloco.

Esses blocos podem apoiar-se em uma, ou em várias estacas, dependendo dos esforços e da capacidade das estacas.

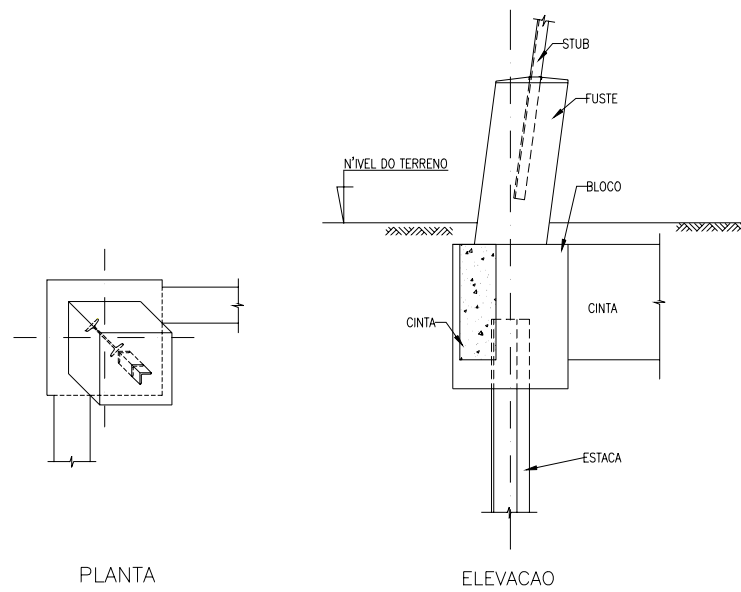


FIGURA 7.23 – Bloco Sobre 1 Estaca

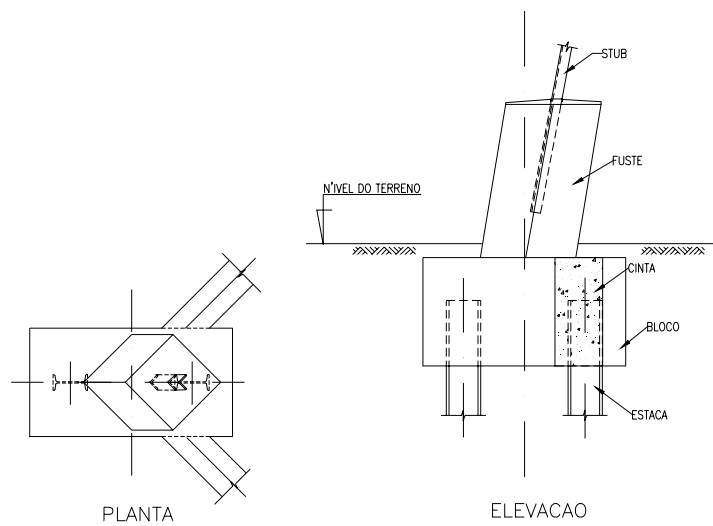


FIGURA 7.24 – Bloco Sobre 2 Estacas

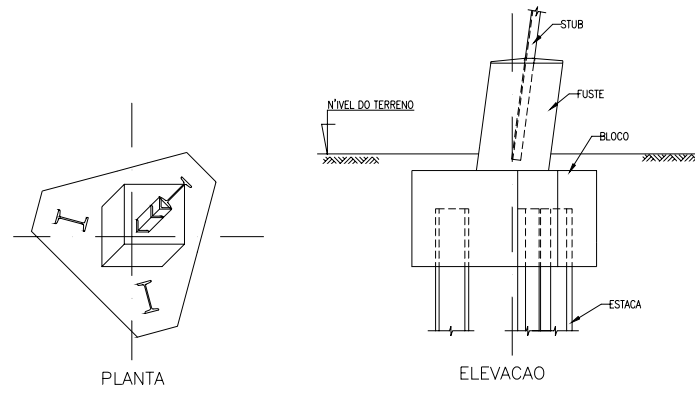


FIGURA 7.25 - Bloco Sobre 3 Estacas

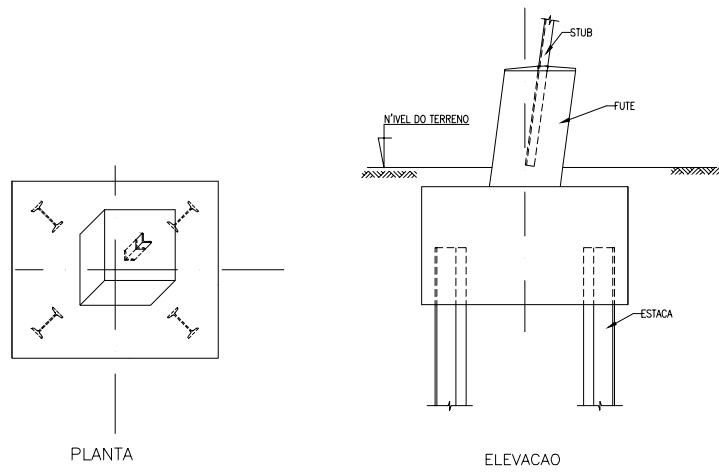


FIGURA 7.26 – Bloco Sobre 4 Estacas



Quando os blocos se apóiam em apenas uma ou duas estacas é necessário interligá-los através de cintas, que conferem rigidez à fundação e distribuem os esforços horizontais às fundações dos outros pés da torre.

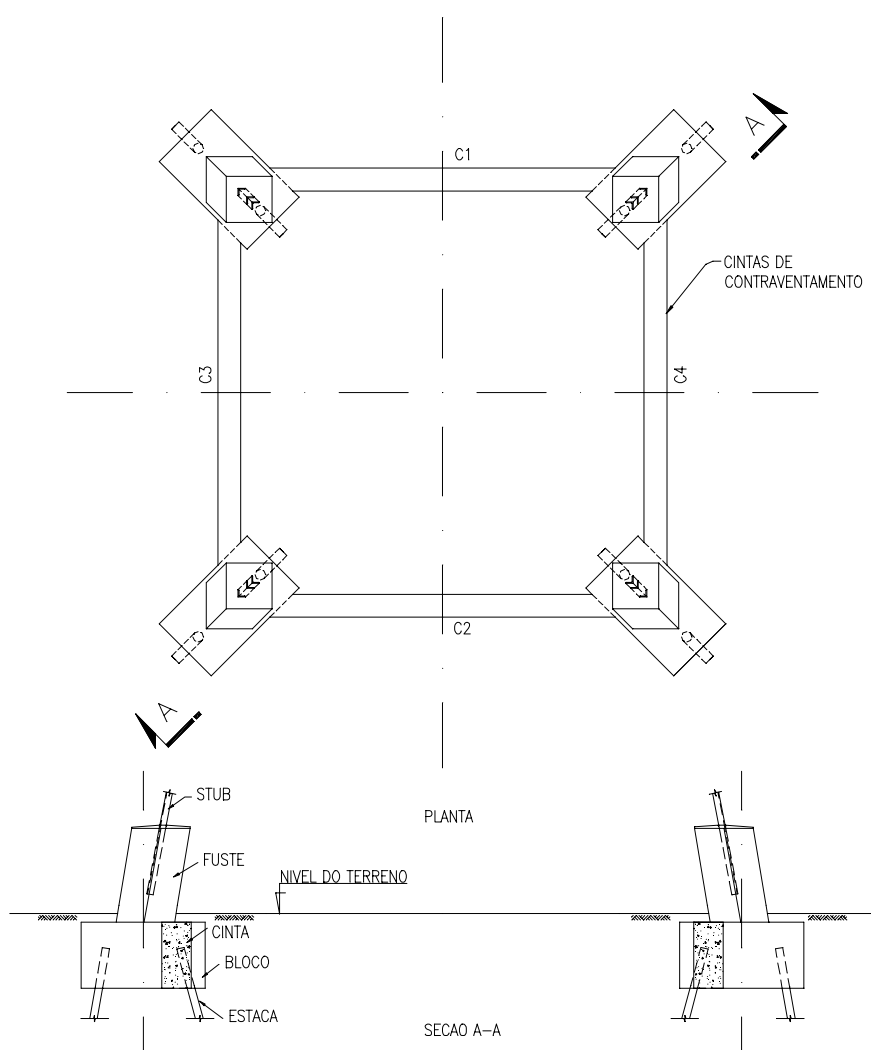


FIGURA 7.27 – Estaqueamento com Cintas de Contraventamento

Naturalmente essas vigas devem ser projetadas quando as distâncias entre os pés das torres sejam relativamente pequenas, caso contrário essas vigas terão alturas e larguras muito grandes, tornando esse expediente de custo elevado. É usual projetar essas vigas com distâncias de até 8 a 9 m entre eixos dos pés das torres. Obviamente que em casos excepcionais essas vigas são imprescindíveis, não importando seu vão.

#### **7.3.6.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes**

Pode-se considerar que as forças horizontais sejam resistidas pelo solo existente na lateral da fundação, se estas provocarem pequenas tensões horizontais, bem abaixo da capacidade resistente do solo, e se não houver possibilidade de remoção deste solo, por erosão, durante toda a vida útil da fundação.

Normalmente exige-se que esse terreno seja natural, e que a concretagem dos blocos seja feita diretamente contra ele, sem o uso de aterros ou reaterros posteriores à concretagem dos blocos. No entanto não é incomum envolver o bloco com uma mistura de solo e de cimento, para garantir boa performance do terreno na contenção lateral.

Apesar de se poder considerar a contenção lateral do solo, isto geralmente não é critério de projeto.

O equilíbrio das cargas horizontais é assegurado, principalmente, pelas estacas inclinadas, que oferecem componentes de forças na horizontal.

O equilíbrio das cargas verticais, bem como dos momentos devidos às cargas horizontais, se faz através das componentes verticais das cargas nas estacas.

As resultantes dessas cargas nunca poderão ser maiores que o valor da resultante das estacas com o solo, e nem o valor de sua capacidade como elemento estrutural em si.

Normalmente a condição de arrancamento dos pés das torres é a condição determinante do número de estacas, uma vez que elas, trabalhando à tração, só interagem com o solo através de sua superfície lateral (atrito lateral).

É baseado neste fato que se explica o bom desempenho das estacas tipo raiz em fundações de torres, pois sua resistência à tração é praticamente igual à resistência à compressão.

#### 7.3.6.4.1 Estudo da compressão e do arrancamento (tração)

Para o cálculo das cargas nas estacas, existem processos simplificados e outros mais sofisticados (TEPEDINO, 1983).

Para blocos sobre 1, 2, 3 e 4 estacas, os procedimentos simplificados são largamente utilizados uma vez que oferecem facilidade e rapidez nos cálculos.

No entanto esses modelos exigem simplificações estruturais das estacas. Como por exemplo, os modelos sempre as consideram articuladas (podem girar) na ligação estaca x bloco, e também em suas extremidades inferiores (ponta).

Desta maneira, os esforços nas estacas podem ser avaliados, em blocos de n estacas, através da fórmula mostrada a seguir, onde se consideram as estacas iguais, de mesmo comprimento, mesmas propriedades mecânicas, mesma cota de arrasamento, enfim, estacas idênticas. Os eixos X e Y são eixos ortogonais que têm origem no centro de gravidade do estaqueamento, o qual deverá ser simétrico em relação aos tais eixos (ALONSO, 1983).

$$N_i = \frac{P}{n} + \frac{M_y}{\sum x_i^2} x_i - \frac{M_x}{\sum y_i^2} y_i \quad (7.45)$$

onde:

- P é a resultante das forças verticais no topo do estaqueamento;

- $n$  é o número de estacas;
- $M_x$  e  $M_y$  são os momentos atuantes em torno de X e Y, respectivamente;
- $x_i$  e  $y_i$  são as coordenadas do centróide de cada estaca.

Neste caso, o esforço horizontal em cada estaca poderá ser avaliado distribuindo-se, igualmente, a resultante horizontal pelo número de estacas, uma vez que elas são idênticas e o bloco rígido. Mas no caso de haver torção no bloco, esse esforço gera resultantes diferenciadas nas estacas, tanto no valor como na direção dessas cargas horizontais, as quais deverão ser somadas vetorialmente às anteriormente distribuídas. Observa-se, no entanto, que esses momentos de torção são pequenos a ponto de serem desprezados nos cálculos usuais.

No caso de torres em que existem esforços horizontais de grande intensidade, e também a condição de carregamento de tração, além de estacas inclinadas em várias direções, é aconselhada a utilização de processos de cálculo mais sofisticados do estaqueamento. E isto é bastante difundido atualmente e é facilitado com cálculos eletrônicos.

Existem procedimentos que analisam o estaqueamento como espacial, e que levam em consideração as reais condições de interação das estacas com o solo (cada solo com suas propriedades individualmente). Muitos métodos consideram as estacas como elementos em bases elásticas, o que leva em conta a real condição do solo do local, além das propriedades mecânicas das estacas em si. Nesses casos, a condição de estaca engastada (não gira) nos blocos, ou articulada (gira), também é respeitada, traduzindo assim as condições reais de cada caso, ou tipo de estaca utilizada.

#### **7.3.6.5 Dimensionamento**

O dimensionamento estrutural dos blocos sobre estacas, basicamente, é feito no fuste e na base.

### 7.3.6.5.1 Dimensionamento do fuste

Aqui também o fuste tem o mesmo dimensionamento já indicado para as sapatas e os blocos, uma vez que permanece o mesmo tipo de estrutura e as mesmas solicitações. Portanto segue-se a mesma seqüência de cálculo para a flexão, para o cisalhamento, e para a torção.

### 7.3.6.5.2 Dimensionamento da base

Para os blocos com mais de uma estaca as bases geralmente são dimensionadas à flexão somente. Já para os blocos sobre uma estaca, seu dimensionamento consiste apenas em determinar a armadura de fretagem (armadura horizontal).

#### 7.3.6.5.2.1 Flexão

O dimensionamento da armadura de blocos rígidos baseia-se na Teoria das Bielas e nas Linhas de Ruptura (FIG. 7.28 e 7.29).

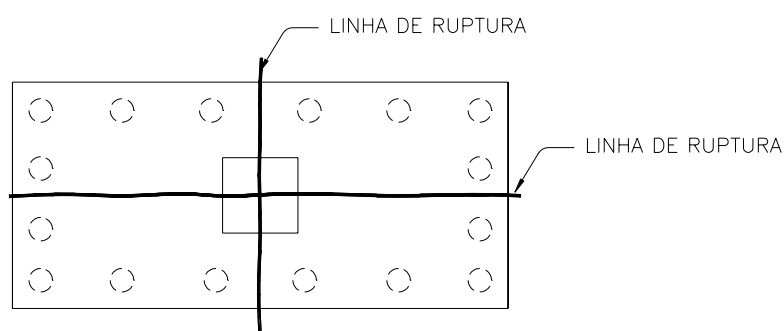


FIGURA 7.28 – Linhas de Ruptura em Blocos sobre n Estacas

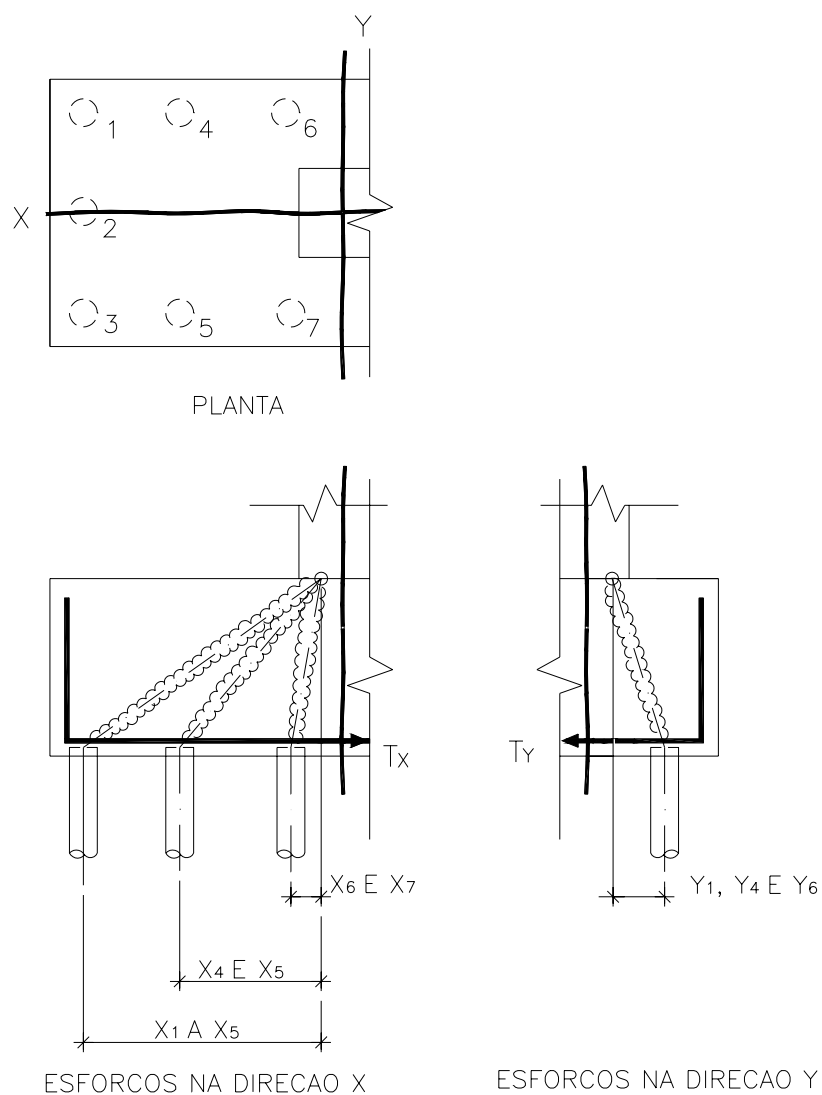


FIGURA 7.29 – Bielas de Compressão em Blocos

As armaduras dos blocos devem resistir à somatória de forças de tração de cada lado das linhas de ruptura. Assim, para cada direção, pode-se escrever:

$$T_x = \frac{1}{d} \sum N_i x_i \quad (7.46)$$

$$T_y = \frac{1}{d} \sum N_i y_i \quad (7.47)$$

As áreas das armaduras são obtidas pelas fórmulas seguintes, onde se introduz o fator de majoração das cargas  $\gamma_f$ .

$$A_{sx} = \frac{\gamma_f T_x}{f_{yd}} \quad (7.48)$$

$$A_{sy} = \frac{\gamma_f T_y}{f_{yd}} \quad (7.49)$$

No caso de arrancamento, a mesma formulação anterior é utilizada.

#### **7.3.6.5.2.2 Cisalhamento e punção**

No caso de blocos rígidos estes esforços não necessitam ser considerados no dimensionamento da armadura pois produzem tensões muito baixas.

Em blocos alongados ou de pequena espessura, para os quais o ângulo de inclinação das bielas é menor que  $26,5^\circ$  ( $\arctg 0,5$ ) a Teoria das Bielas não se aplica. Nesses casos o bloco é considerado flexível, e o dimensionamento da armadura deve ser feito de acordo com a teorias usuais de flexão, cisalhamento e punção para o concreto armado. Na prática prefere-se aumentar a altura do bloco de maneira a torná-lo rígido, evitando o uso de armadura de cisalhamento.

#### **7.3.6.5.2.3 Blocos sobre uma estaca**

Para esses blocos coloca-se uma armadura que resista ao esforço de tração horizontal proveniente da regularização dos esforços verticais (fendilhamento) (LANGENDONCK, 1950).

A distribuição das tensões nos blocos estão indicadas na FIG. 7.30. O valor da tensão máxima é dado pela fórmula a seguir:

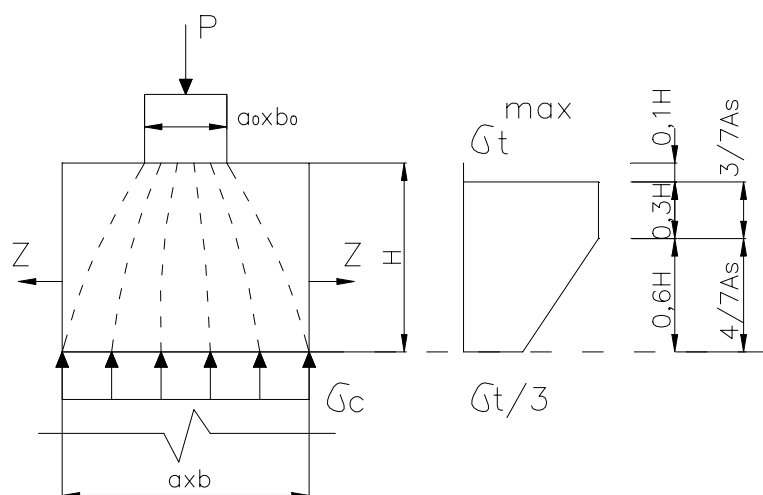


FIGURA 7.30 – Distribuição das Tensões de Fendilhamento em Bloco sobre 1 Estaca

$$\sigma_t^{\max.} = 0,4 \frac{P}{A_c} \left( 1 + \frac{a_0}{a} \right) \quad (7.50)$$

Onde:

- $\sigma_t^{\max.}$  é a tensão máxima de tração;
- P é a carga aplicada no topo da estaca (carga regularizada);
- $A_c$  é a área da seção da estaca;
- $a_0$  e  $b_0$  são as dimensões da área da carga que solicita o topo do bloco ( $a_0 \leq b_0$ );
- a e b são as dimensões da área da seção da estaca ( $a \leq b$ ).

A resultante das tensões de tração no bloco é calculada pela expressão:

$$Z = 0,3P \left( \frac{a - a_0}{a} \right) \quad (7.51)$$



O esforço horizontal  $Z$  poderá ser resistido pelo concreto, lançando-se mão da sua capacidade de resistência à tração. Matematicamente pode-se expressar o equilíbrio por:

$$\sigma_t^{\max.} \leq f_{td} \quad (7.52)$$

Onde se pode adotar:

$$f_{td} \cong \frac{f_{ck}}{20} \quad (\text{alguns autores indicam } f_{td} \cong \frac{f_{ck}}{25}) \quad (7.53)$$

No caso em que a desigualdade não se verifique, deve-se dispor uma armadura horizontal, em forma de estribos, bem ancorados, com a seguinte área total:

$$A_s = \frac{\gamma_f Z}{f_{yd}} \quad (7.54)$$

Na prática, essa armadura é adotada mesmo quando o concreto resiste à totalidade dos esforços horizontais de tração.

Embora haja a indicação de distribuição da armadura por trechos, na prática coloca-se armadura constante e igual à maior taxa calculada.

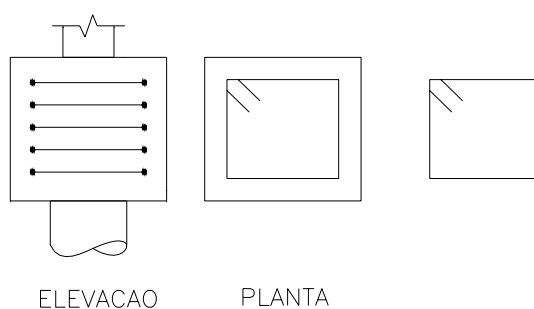


FIGURA 7.31 – Armadura Contra Fendilhamento em Bloco Sobre 1 Estaca

### 7.3.7 Blocos ancorados em rocha

Esses blocos de concreto são ancorados em rocha através de chumbadores de aço.

#### 7.3.7.1 Aplicabilidade

Muitas torres são locadas em regiões onde o topo rochoso é aflorante, ou ocorre a pequena profundidade.

Em rochas sãs, pouco fraturadas, podem ser adotados para fundação os blocos ancorados em rocha.

Essas fundações podem substituir os Tubulões em Rocha, já descritos anteriormente. O método construtivo dos blocos ancorados é a principal vantagem sobre aquele tipo de fundação. Pois para os blocos não há necessidade de utilizar explosivos para a demolição da rocha.

### **7.3.7.2 Método construtivo**

Primeiramente é procedida a escavação da camada de solo porventura existente sobre a rocha. É indicada também uma limpeza, ou escarificação, da superfície da rocha, com a intenção deliberada de tornar a rocha áspera, e o mais nivelada possível.

Os furos para fixação dos chumbadores devem ser preferencialmente executados com equipamento de roto-percussão, mesmo que em maior número, pois as perfuratrizes, capazes de executar furos maiores, exigem equipamentos mais pesados.

Usualmente esses chumbadores são passivos, confeccionados em aço CA 50 (aço para concreto armado), e são fixados na rocha através de argamassa de cimento e areia.

No entanto, nada impede que os chumbadores possam ser ativos, ou melhor, que se utilizem tirantes protendidos para a fixação desses blocos à rocha. Mas essa opção é mais onerosa que a anterior, na maioria dos casos usuais.

Após a execução dos chumbadores, inicia-se a construção da fundação em si, que também pode ser em duas etapas: primeiramente o bloco, e depois o fuste.

### **7.3.7.3 Geometria dos blocos ancorados em rocha**

Externamente esses blocos não se diferenciam dos demais, pois são constituídos de uma base e um fuste. Mas comparando com um bloco normal, os ancorados têm base bem menores em planta, são mais “compactos” que aqueles anteriores. Normalmente esses blocos têm de 1,5 m a 2,5 m de largura na base.

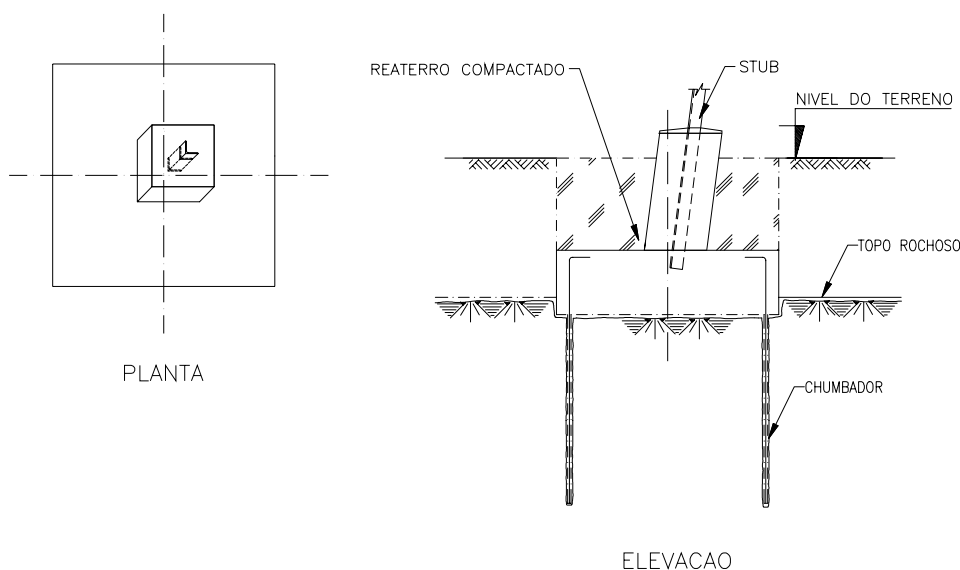


FIGURA 7.32 – Bloco Ancorado em Rocha – Geometria

Nesses blocos também são projetados fustes inclinados por oferecerem vantagens econômicas, como em todos os outros tipos de fundação.

#### 7.3.7.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes

Esse tipo de bloco é muito mais eficiente que os outros descritos neste trabalho, onde não se admite tensões de tração entre a base e o solo. Nos blocos ancorados os chumbadores trabalham à tração, sendo um mecanismo eficiente para resistir a esforços de tração e combater à flexão impostos pelos esforços aplicados.

Para a hipótese de bloco comprimido, os esforços horizontais podem ser resistidos pelas forças de atrito que se desenvolvem entre a rocha e o concreto. Para a hipótese de tração os esforços horizontais devem ser resistidos apenas pelos chumbadores, que podem ser executados inclinados, como se faz nos blocos sobre estacas.

Outro expediente utilizado contra o deslizamento é o de se executar um “encaixe” do bloco dentro da rocha, geralmente em torno de 20 cm. Mas isto exige que haja corte na rocha pela ocasião da “limpeza”, ou dos tratamentos da superfície. Embora isso seja quase sempre indicado, esse procedimento não é computado na verificação da segurança contra o deslizamento.

#### 7.3.7.4.1 Estudo da compressão e do arrancamento (tração)

Na avaliação dos esforços nesses blocos, eles são tratados como “blocos sobre estacas”, considerando os chumbadores como estacas. Assim, continua válida a fórmula:

$$N_i = \frac{P}{n} + \frac{M_y}{\sum x_i^2} x_i - \frac{M_x}{\sum y_i^2} y_i \quad (7.45)$$

onde:

- P é a resultante das forças verticais na base do bloco;
- n é o número de chumbadores;
- $M_x$  e  $M_y$  são os momentos atuantes em torno de X e Y, respectivamente;
- $x_i$  e  $y_i$  são as coordenadas do centróide de cada chumbador.

Os eixos X e Y são eixos ortogonais e têm origem no centro de gravidade do conjunto de chumbadores, geralmente coincidente com o centro de gravidade da base do bloco. Esses eixos deverão também ser eixos principais de inércia.

Também aqui o esforço horizontal em cada chumbador poderá ser avaliado distribuindo-se igualmente a carga horizontal resultante, pelo número de chumbadores, uma vez que eles são idênticos e o bloco é rígido. Mas no caso de haver torção no bloco, esse esforço gera resultantes diferenciadas nos chumbadores, tanto no valor como na direção dessas cargas horizontais, as quais deverão ser somadas vetorialmente às anteriores. Observa-se, no

entanto, que esses momentos de torção e seus efeitos são pequenos a ponto de serem desprezados nos casos usuais.

### 7.3.7.5 Dimensionamento

É adotada a mesma sequência de cálculo dos blocos sobre estacas.

#### 7.3.7.5.1 Dimensionamento do fuste

A marcha de cálculo é a mesma já indicada para dimensionamento do fuste de sapatas e blocos.

#### 7.3.7.5.2 Dimensionamento da base

Como nos blocos sobre estacas, as armaduras aqui também devem absorver a somatória das forças de tração de cada lado das linhas de ruptura ortogonais, a exemplo do dimensionamento daqueles blocos. Assim, para cada direção adotam-se as mesmas equações para blocos rígidos ( $0,5 \leq \text{tg } \beta \leq 1,5$ ):

$$T_x = \frac{1}{d} \sum N_i x_i \quad (7.55)$$

$$T_y = \frac{1}{d} \sum N_i y_i \quad (7.56)$$

As áreas das armaduras são obtidas pelas seguintes fórmulas, onde se introduziu o fator de segurança  $\gamma_f$ .

$$A_{sx} = \frac{\gamma_f T_x}{f_{yd}} \quad (7.57)$$

$$A_{sy} = \frac{\gamma_f T_y}{f_{yd}} \quad (7.58)$$

Caso o bloco não seja rígido, deve-se fazer o dimensionamento das armaduras segundo as prescrições das normas de concreto armado com relação à flexão, ao cisalhamento, e à punção.

### 7.3.7.5.3 Dimensionamento dos chumbadores

Os chumbadores são geralmente fabricados com o mesmo tipo de aço utilizado na armadura do bloco, o CA 50. Os diâmetros mais utilizados são de 16, 20 e 25 mm.

Todo o comprimento do chumbador embutido na rocha é considerado participante da resistência ao esforço a ele aplicado, não se utilizando trechos sem aderência como é comum no caso de alguns tirantes.

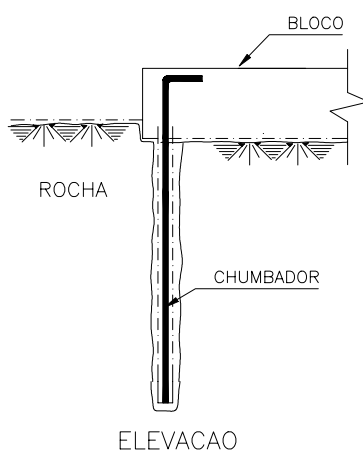


FIGURA 7.33 – Chumbador em Rocha - Geometria

A carga última do chumbador, baseando-se somente na resistência do aço é dada por:

$$N_u = A_s f_{yd} \quad (7.59)$$

E a carga nominal,  $N_k$ , é dada por:

$$N_k = N_u / \gamma_f \quad (7.60)$$

O comprimento de ancoragem  $l_{bl}$ , baseando-se na tensão de aderência aço x argamassa de cimento e areia, é dado por:

$$l_{bl} = \frac{\phi f_{yd}}{4 \tau_{bu}} \quad (7.61)$$

onde:

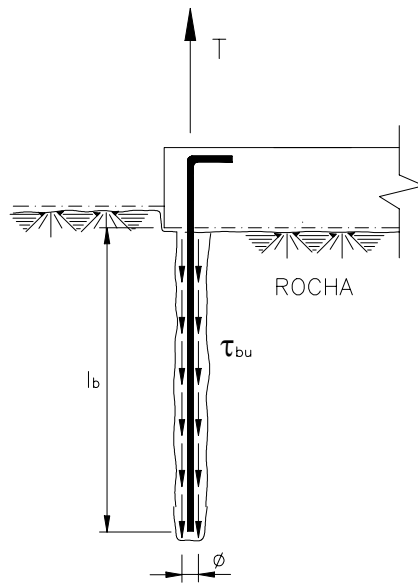
- $l_{bl}$  é o comprimento mínimo de ancoragem do chumbador na rocha;
- $\phi$  é o diâmetro da barra do chumbador;
- $f_{yd}$  é a tensão de escoamento do aço, 435 MPa, no caso de CA 50;
- $\tau_{bu}$  é o valor último da tensão de aderência aço x argamassa, dado pela NBR 6118.

Observa-se que este comprimento poderá ser reduzido, se a carga atuante não for a máxima que a barra resiste. Esta correção é feita na proporção inversa das forças, força atuante / força máxima que a barra é capaz de resistir ( $N_k$ ). Assim a fórmula anterior poderá ser reescrita, chamando o novo comprimento de  $l_b$ :

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 \tau_{bu}} \frac{N_{atuante}}{N_k} \quad (7.62)$$

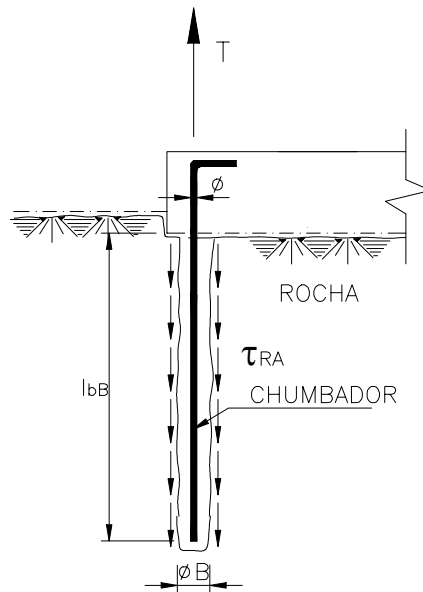
Deve-se determinar o comprimento do chumbador baseando-se também na tensão de aderência argamassa de cimento e areia x rocha. O valor adotado para esta tensão geralmente é conservador, pois leva em conta a variabilidade da qualidade da rocha.





ELEVACAO

FIGURA 7.34 – Chumbador em Rocha – Aderência Aço x Argamassa



ELEVACAO

FIGURA 7.35 - Chumbador em Rocha – Argamassa x Rocha

Para essa avaliação, normalmente, as rochas são divididas em três categorias com a tensão de aderência argamassa de cimento e areia x rocha ( $\tau_{RA}$ ) variando entre 0,15 MPa para rocha alterada a 0,60 para rocha sã. Para rochas semi-alteradas ou sã fraturadas adota-se o valor médio de 0,38 MPa.

O comprimento mínimo de ancoragem  $l_{bB}$ , do cilindro de argamassa na rocha é dado por:

$$l_{bB} = \frac{\phi^2 f_{yd}}{4} \times \frac{1}{\phi_B \tau_{RA}} \times \frac{N_{atuante}}{N_k} \quad (7.63)$$

onde:

- $l_{bB}$  é o comprimento mínimo de ancoragem do cilindro de argamassa dentro da rocha;
- $\phi_B$  é o diâmetro do furo na rocha;
- $\phi$  é o diâmetro da barra do chumbador;
- $f_{yd}$  é a tensão de escoamento do aço,  $f_{yd} = 435$  MPa, no caso de CA 50;
- $\tau_{RA}$  é o valor último da tensão de aderência argamassa x rocha.

A última análise a ser feita é a do “arrancamento” da rocha. Cada chumbador “mobiliza” um cone de rocha, cuja geratriz faz um ângulo em torno de  $30^\circ$  com o eixo do chumbador. O equilíbrio da barra é feito verificando-se a tensão de cisalhamento na superfície de ruptura da rocha, que impede o cone de se soltar do maciço.

Para os valores dessas tensões de cisalhamento na ruptura são sugeridos valores variando de 0,1 a 0,25 MPa, para as categorias das rochas indicadas anteriormente.

No caso de blocos ancorados em rocha, geralmente, essa última verificação é a condição crítica. Isto pode ser explicado pelo fato de haver interferência entre as superfícies de arrancamento de cones adjacentes.

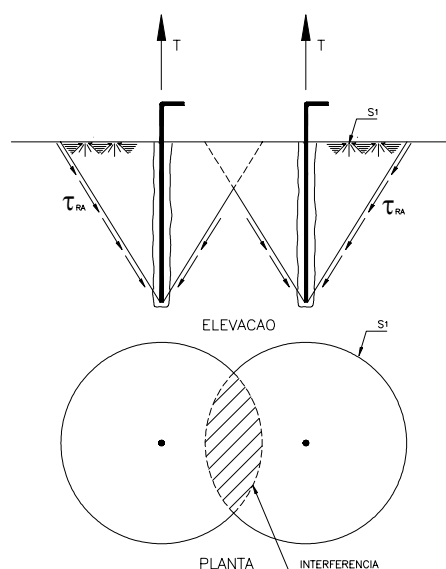


FIGURA 7.36 – Chumbadores em Rocha – Interferências entre Cones de Arrancamento

### 7.3.8 Grelhas metálicas (GS)

Esse tipo de fundação (GONTIJO, 1994), também chamada de grelha simples (GS), tem sido muito utilizado como fundação, por ser um projeto “natural” para a torre que também é metálica.

Normalmente esse tipo de solução de fundação é utilizado para as torres de linhas de transmissão, mas não para as torres de telecomunicação.

Elas são facilmente transportadas e montadas, podendo imediatamente ser utilizadas. Como elas são desmontáveis, podem ser reutilizadas também.

Outro fator importante é que elas podem ser produzidas em escala industrial, junto com as torres.

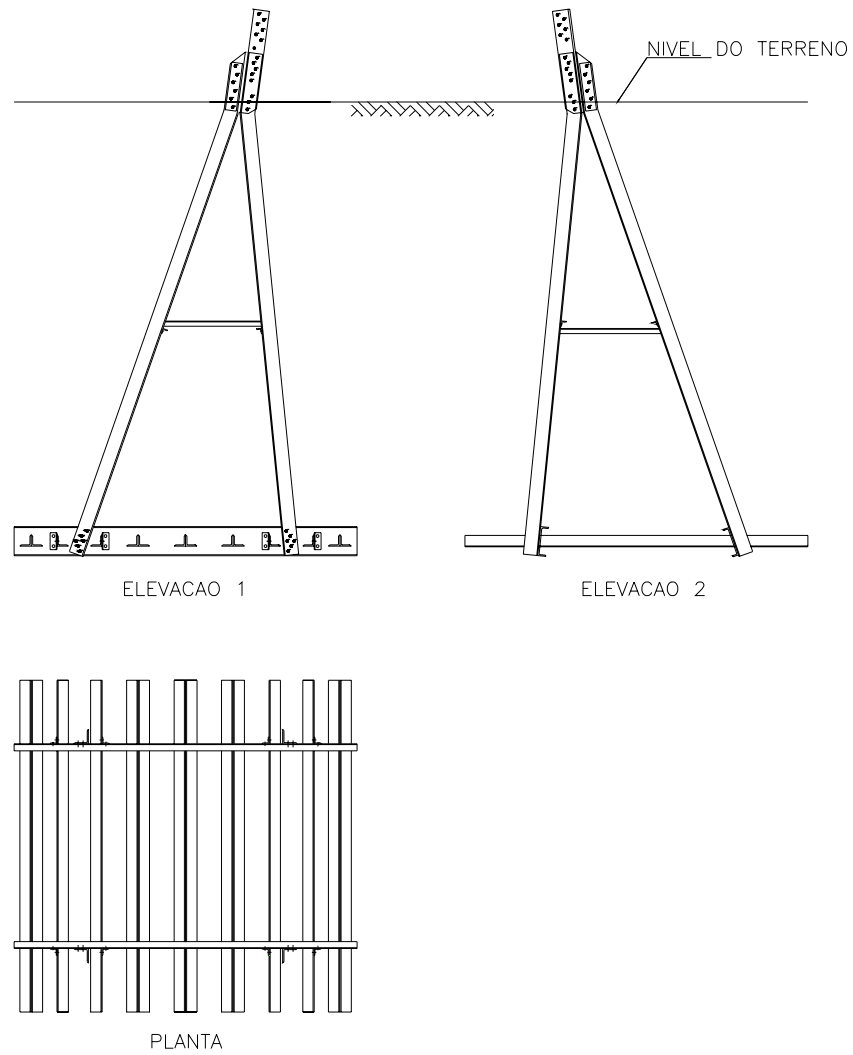


FIGURA 7.37 – Grelha Metálica (GS)

### **7.3.8.1 Aplicabilidade**

Essas grelhas podem ser empregadas nos mesmos casos em que é possível a utilização de fundações diretas. Normalmente é exigido que o terreno permita escavação vertical sem escoramento.

As desvantagens dessas fundações são:

- serem susceptíveis à corrosão ao longo do tempo, em função da acidez e umidade do solo, entre outros. Por isso elas são galvanizadas para proteção como as torres;
- não podem ser indicadas em terrenos com nível de água elevado ou inundáveis.

### **7.3.8.2 Método construtivo**

Primeiramente são executadas as cavas para a colocação das grelhas. Normalmente escavam-se uns 10 cm para cada lado além da área em planta da estrutura, para permitir que se ajuste a grelha em sua posição definitiva.

Após serem confirmadas as características do solo, e comparadas com as mínimas exigidas em projeto, as grelhas são montadas. Somente depois de serem ajustados os níveis e a sua locação final (ajuste fino), procede-se ao reaterro. Essa última etapa deve ser cuidadosa para que nenhum equipamento de compactação empene a grelha ou danifique a galvanização.

Terminadas essas tarefas, a grelha já estará apta a ser carregada.

### **7.3.8.3 Geometria das grelhas metálicas**

Geralmente as grelhas metálicas tem a forma quadrada, e são constituídas de cantoneiras, com uma das abas na horizontal, oferecendo superfície de apoio para elas. A área total dessas abas em contato com o solo é igual a 50% da área bruta da grelha em planta. A tensão no solo é calculada em relação a essa área líquida.

As cantoneiras são apoiadas em dois perfis metálicos maiores, geralmente em forma de C que fazem o papel de vigas longarinas. Sobre esses perfis nascem quatro montantes inclinados que se unem para receber o perfil do pé da torre.

Os montantes das grelhas são diferentes entre si de modo a permitir que o eixo do montante da torre coincida com o centro de gravidade da base da grelha. Com isso os momentos de tombamento ficam minimizados, tornando as cargas verticais aplicadas na grelha praticamente centradas.

### **7.3.8.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes**

Todas as verificações de estabilidade das grelhas, como um conjunto único (efeito global), são idênticas às de uma sapata.

O projeto é responsabilidade do projetista da torre, uma vez que a grelha faz parte da estrutura metálica. Cabe ao projetista das fundações das torres das linhas de transmissão somente a tarefa de avaliar a adequabilidade das grelhas ao longo da linha. Ele limita-se a verificar se o solo encontrado oferece os parâmetros mínimos necessários à utilização da grelha (tensão admissível, peso específico e ângulo de arrancamento do solo).

### 7.3.8.5 Dimensionamento

Como já dito anteriormente, o projeto e o dimensionamento das grelhas ficam a cargo do projetista da estrutura metálica (torre e grelhas).

### 7.3.9 Grelhas metálicas com laje de concreto (GLC)

Essas fundações nada mais são que as grelhas metálicas, que recebem uma laje de concreto em sua parte inferior, no local de implantação.

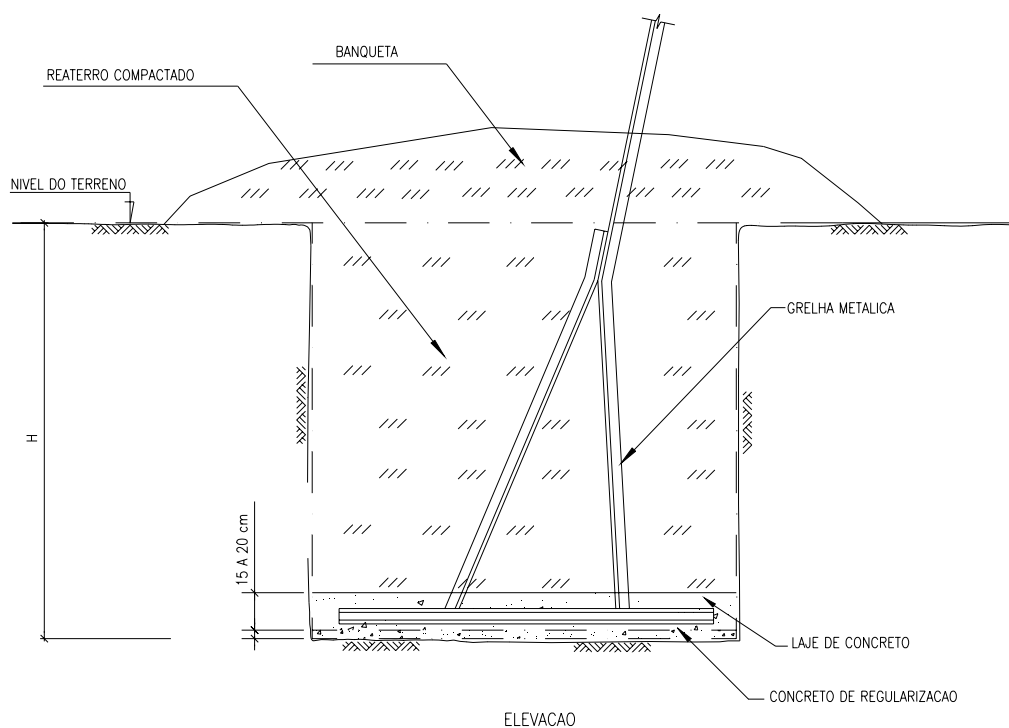


FIGURA 7.38 – Grelha Metálica com Laje de Concreto (GLC)

### **7.3.9.1 Aplicabilidade**

Este tipo de fundação deve ser utilizado em locais onde o peso específico, a capacidade de suporte ou o ângulo do cone de arrancamento do solo forem inferiores aos valores adotados no projeto da grelha simples.

A construção da laje de concreto envolvendo toda a grelha, aumentando a área de contato com o solo, conseqüentemente reduz, em mais de 50%, a tensão de compressão no solo, além de aumentar também o volume de solo mobilizado no arrancamento, pois a laje tem área maior que a projeção da grelha.

### **7.3.9.2 Método construtivo**

O processo de construção dessas fundações é idêntico ao das grelhas, com diferença só na escavação, que deverá ter a cava mais larga para que a laje se projete além do alinhamento dos perfis metálicos.

A escavação também poderá ser idêntica à indicada para a grelha sem laje, sem aumento das dimensões em planta. Na parte inferior das paredes laterais da cava, o solo poderá ser escavado em superfícies inclinadas, formando um tronco de pirâmide, de altura igual à espessura da laje.

Normalmente a armadura da laje é a própria grelha. Nada impede, porém, a colocação de armadura adicional nas bordas da laje, a fim de aumentar sua área em planta.

Após a grelha estar montada e nivelada, lança-se o concreto, que deverá ser bastante fluido para facilitar o preenchimento de todos os espaços vazios.



### **7.3.9.3 Geometria das grelhas metálicas com laje de concreto**

Normalmente a espessura dessas lajes é de 20 cm, e as lajes projetam-se para além do contorno dos perfis, com essa mesma ordem de grandeza.

Os perfis metálicos da grelha em si não sofrem nenhuma alteração do projeto original.

### **7.3.9.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes**

Procede-se como no caso de grelhas metálicas sem laje de concreto

Aqui também o projetista das fundações das torres de linhas de transmissão tem sua tarefa reduzida à verificação da aplicabilidade deste tipo de fundação ao longo da linha.

### **7.3.9.5 Dimensionamento**

O dimensionamento da grelha em si fica a cargo do projetista da estrutura metálica (torre e grelhas), cabendo ao projetista das fundações apenas o projeto da laje.

Esse projeto da laje consiste em verificar se há necessidade de armar a laje à flexão e/ou ao cisalhamento, em função das solicitações atuantes na região da laje que se projeta para além do contorno da grelha, considerando as hipóteses de compressão e arrancamento da fundação.

### **7.3.10 Grelhas metálicas com blocos de concreto (GBC)**

Essas fundações são grelhas metálicas que recebem em sua parte inferior um bloco de concreto (FIG. 7.39).

O concreto utilizado nesses blocos geralmente não necessitam de resistência muito elevada.

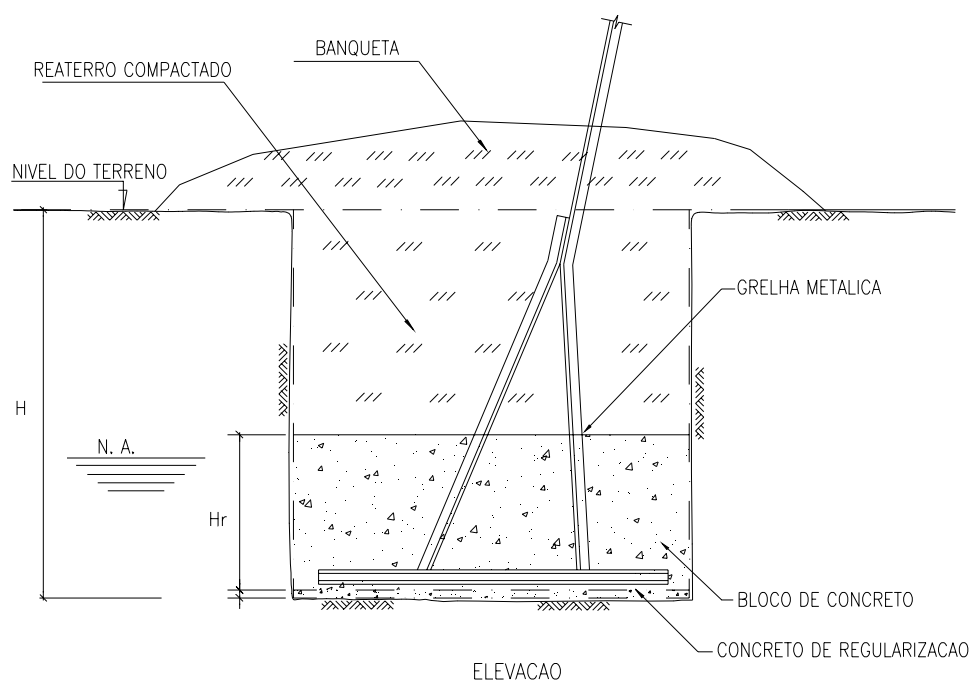


FIGURA 7.39 – Grelha Metálica com Bloco de Concreto (GBC)

### 7.3.10.1 Aplicabilidade

Esse tipo de fundação é indicado para as mesmas condições das grelhas com laje de concreto. A diferença é que são construídas em locais onde há umidade constante no solo, ou quando há possibilidade de pequena elevação do nível de água no local, o que geralmente ocorre em locais próximos a cursos de água, brejos, lagos, etc.

Uma das funções do bloco é garantir lastro contra o arrancamento da fundação, quando ocorre subpressão devida à presença de água.

Outra aplicação do bloco é garantir a proteção dos perfis metálicos contra a corrosão, facilitada pela presença de água ou da umidade. Para essa garantia o concreto utilizado não deverá ser poroso, mesmo apresentando resistência baixa como já observado.

#### **7.3.10.2 Método construtivo**

O método de construção das grelhas com blocos de concreto é o mesmo utilizado para as grelhas com laje de concreto.

#### **7.3.10.3 Geometria das grelhas metálicas com blocos de concreto**

As grelhas metálicas não sofrem alteração por trabalharem com os blocos.

A altura do bloco deve ser adotada de maneira a garantir que sua superfície superior fique, no mínimo, 10 cm acima do nível de água máximo esperado.

#### **7.3.10.4 Estudo da estabilidade e dos esforços solicitantes**

Procede-se como no caso de grelhas metálicas.

#### **7.3.10.5 Dimensionamento**

Normalmente o projetista contempla apenas a verificação da estabilidade da fundação, não determinando as tensões no concreto, por se situarem em níveis bastante conservadores.

### **7.3.11 Fundações especiais para estais**

As torres estaiadas tem seus mastros apoiados em fundações, como as já descritas anteriormente, as quais têm a particularidade de sempre estarem comprimidas. Normalmente recebem apenas cargas horizontais e verticais de compressão, pois os mastros são articulados no topo das fundações, não introduzindo nelas momentos fletores.

As fundações dos estais podem ser executadas através do uso de estacas, placas ou barras de ancoragem.

Aqui serão estudadas apenas as barras, pois oferecem capacidade resistente de pequeno a médio valor, e estão nos padrões econômicos das ancoragens utilizadas no Brasil para linhas de até 500 kV, sendo de execução rápida e fácil.

Outra opção para ancoragem dos estais no solo são os tubulões, que podem ser dimensionados como já visto.

#### **7.3.11.1 Método construtivo**

Inicialmente executa-se a vala, posicionando na parte inferior um perfil (ou par de perfis) metálico, ao qual é fixada uma âncora, com a mesma inclinação do estai, e concretando-se a base (FIG 7.40).

Em seguida executa-se o reaterro da vala, mecanicamente, dando-se a essa tarefa primordial atenção, pois o sucesso desta fundação depende, principalmente, da boa execução desta fase.

### 7.3.11.2 Geometria das ancoragens dos estais

A figura seguinte ilustra a geometria da fundação, onde são indicados os parâmetros utilizados na determinação da capacidade de carga do estai.

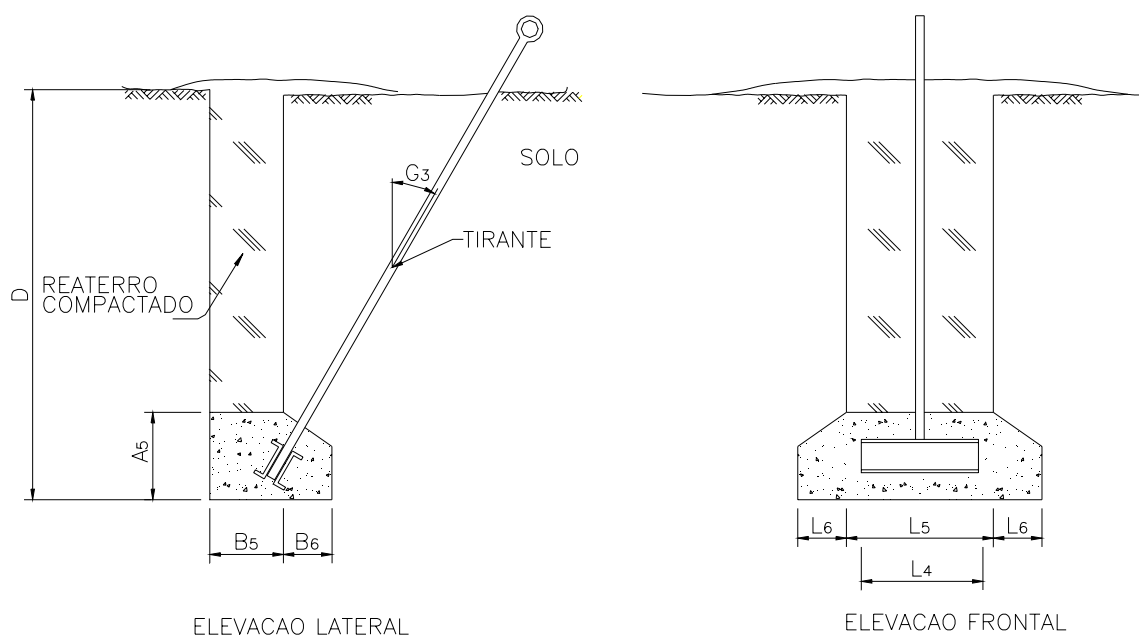


FIGURA 7.40 – Ancoragem para Estais

Observa-se que o concreto da base não necessita de armadura, quando se utilizam os perfis metálicos para a ancoragem. No entanto, se não se utilizam os perfis, esse concreto deverá receber reforço de barras de aço.

### 7.3.11.3 Avaliação da capacidade de carga da ancoragem

Estas fundações foram estudadas e ensaiadas por Meyerhof e Adams, tendo sido o resultado publicado no *CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL* em 1.968.

Segundo esses autores, a capacidade de arrancamento desta fundação pode ser estimada por:

$$P = \frac{Q}{\cos G_3} \quad (7.64)$$

$$Q = 2cD(B_5 + L_5) + G_1 D^2 (2SB_5 + L_5 - B_5) K_1 \operatorname{tg} \phi + W \quad (7.65)$$

onde:

- Q é a carga última da fundação, segundo a direção vertical;
- c é a coesão do solo;
- D é a profundidade da escavação;
- A<sub>5</sub> é a altura do bloco de concreto;
- B<sub>5</sub> é a largura do bloco de concreto;
- L<sub>5</sub> é o comprimento do bloco de concreto;
- L<sub>4</sub> é o comprimento da ancoragem (perfil C);
- S é um fator de forma (TAB. 7.1);
- K<sub>1</sub> é um coeficiente de arrancamento (TAB. 7.1);
- φ é o ângulo de atrito interno do solo;
- W é o peso do bloco de concreto com os complementos metálicos;
- P é a carga última da fundação, segundo a direção do estai;
- G<sub>3</sub> é o ângulo do estai com a direção vertical.

TABELA 7.1 – Fator de Forma e Coeficiente de Arrancamento em Função de  $\Phi$ 

Fator de forma S e Coeficiente de arrancamento $K_1$								
$\phi$	5°	10	15°	20°	25°	30°	35°	40°
S	1,00	1,02	1,05	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45
$K_1$	0,70	0,76	0,80	0,87	0,90	0,93	0,95	0,96

#### 7.3.11.4 Fatores de segurança nas fundações de estais

Como já indicado os valores de P e Q, fornecidos pelas fórmulas anteriores, são valores últimos.

A recomendação dos autores é que se aplique um fator de segurança de 2,5 sobre o valor calculado de P. Desta maneira a força característica, ou admissível, poderá ser obtida por:

$$P_k = \frac{P}{2,5} \quad (7.66)$$

# 8

## INFORMAÇÕES ADICIONAIS

Dentro do contexto deste trabalho ainda cabem algumas considerações sobre o projeto das fundações das torres.

### 8.1 Métodos de Cálculo das Estruturas

As normas e procedimentos brasileiros, que orientam os projetos das torres, são baseados no Método dos Estados Limites.

Nesse método a segurança é verificada pela comparação das solicitações majoradas, com a correspondente capacidade resistente da peça.

No entanto, já há algum tempo que as concessionárias de energia exigem que as estruturas das linhas de transmissão sejam dimensionadas utilizando o Método Probabilístico de Cálculo.

Neste método os fenômenos que definem a segurança são grandezas aleatórias.



Esse procedimento das proprietárias das linhas de transmissão vem de encontro com a tendência mundial, para a aplicação deste método de cálculo, então orientada pela *CEI/IEC – International Electrotechnical Commission*.

Como informação adicional, sabe-se que a NBR 5422 está sendo revista atualmente e ela também se baseará nesse último método.

Como consequência imediata dos métodos de cálculo das torres, os projetos das fundações deverão apresentar coerência no seu dimensionamento. Isto significa que, no cálculo das estruturas, utilizando-se o Método Probabilístico, não se majoram seus esforços solicitantes, por se considerar que o evento correspondente tem baixa probabilidade de ocorrência. Essas solicitações de projeto, no método dos estados limites, seriam chamadas de solicitações últimas.

Portanto, ao projetista das fundações cabe observar se os esforços, que ele está recebendo do projetista da torre, são esforços resultantes de combinação em estado limite de serviço ou último.

## **8.2 Domínio de Utilização de uma Torre**

Quando se projeta uma torre, ela deverá atender a diversas possibilidades de utilização, seja em questão de vão gravante, de vão de vento, ou ainda em relação ao ângulo que os cabos fazem com o eixo da torre.

Exemplificando, para uma determinada torre atender a uma mudança de direção de 5°, ela não deverá suportar um vão de vento muito grande. Ou ainda, se ela tiver que suportar um vão gravante longo, ela ficará sobrecarregada se o vão de vento também for muito grande.

Para adequar as superposições possíveis de carregamento, são desenvolvidas gráficos que dão o domínio de utilização das torres.

Esses gráficos mostram se esta torre está no limite de utilização, ou se ela está sub-utilizada do ponto de vista estrutural.

Esses gráficos são desenvolvidas adotando-se o valor máximo admissível de tração nos cabos. Esses valores são tomados iguais a 50% da carga nominal de ruptura, na condição de velocidade máxima de vento, e de 33% na condição de temperatura mínima. Na condição de maior duração de trabalho (situação de serviço), esses valores máximos são tomados da ordem de 14% a 21%, dependendo do tipo de cabo utilizado.

A FIG. 8.1 mostra o domínio de utilização, ou gráfico de aplicação, de uma torre com as seguintes características:

- Vão de vento (m)            470            390;
- Vão gravante (m)            650            650;
- Ângulo (°)                    0                3.

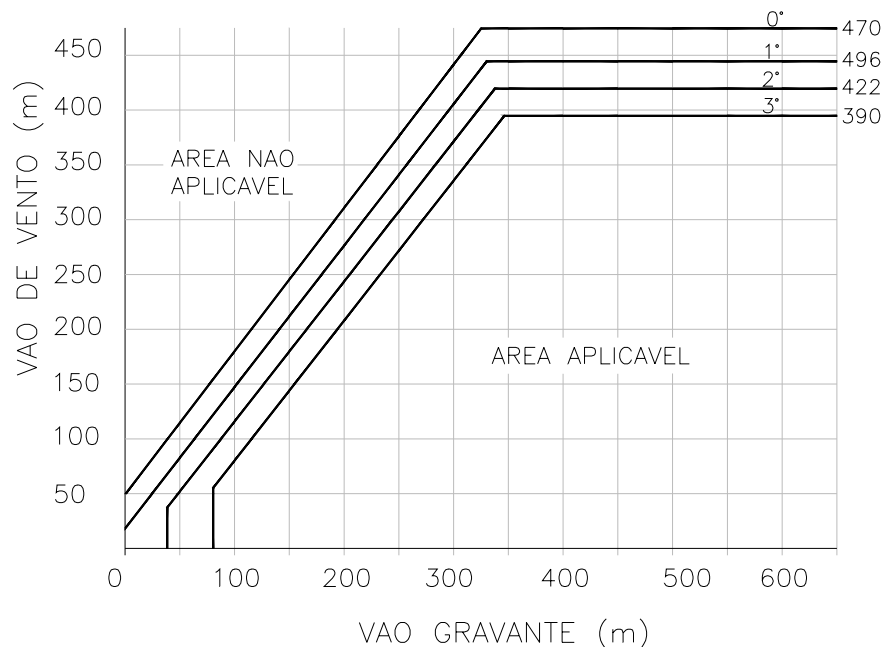


FIGURA 8.1 – Domínio de aplicação de uma torre – Vão gravante x vão de vento

Para determinada torre, a verificação de sua aplicabilidade pode ser feita simplesmente lançando-se no gráfico “Domínio de aplicação da torre” as coordenadas “vão gravante x vão de vento”.

Caso este ponto caia dentro da “área aplicável”, a torre é adequada para a situação em questão.

Quanto mais distante estiver este ponto do contorno da “área aplicável”, mais sub-utilizada estará a torre.

Uma torre sub-utilizada significa, para o projeto de fundações, que as solicitações são menores que as solicitações críticas de projeto.

Em função do grau de sub-utilização da torre, o projetista das fundações pode decidir por um projeto específico para suas fundações, requerendo do projetista das torres o fornecimento de esforços mais realistas para a torre em questão.

Esse procedimento é justificável pois as cargas nas fundações, fornecidas pelo projetista da torre, são esforços que consideram as combinações de cargas mais críticas. Nessas combinações são adotados vãos máximos de vento, vãos gravantes máximos, velocidade máxima de vento, temperatura mínima, simultaneamente.

Nem toda torre contempla aquelas condições críticas. Portanto, ao se considerar as reações das torres calculadas com as suas cargas reais, chega-se a uma fundação mais econômica, podendo mesmo viabilizar outro tipo de projeto.

### **8.3 Fundações Submetidas a Arrancamento**

Para as fundações submetidas a arrancamento, vários métodos de cálculo são propostos na bibliografia técnica, especificamente para fundações de linhas de transmissão e de subestações elétricas.

No Brasil o processo do método do tronco de cone invertido tem sido muito difundido nos projetos das fundações de torres. Sua aplicação tem tido sucesso, independente da fundação ser em sapata, tubulão, bloco, ou grelha.

#### **8.4 Cargas Permanentes x Cargas Acidentais**

Das cargas que uma torre aplica na fundação, parte é de carga permanente, e parte é de carga acidental. Algumas cargas computadas como permanentes, a rigor, são variáveis, em função da temperatura. Esse é o caso da ação dos cabos nas torres.

As memórias de cálculo das torres não fornecem essas cargas separadamente, o que leva o projetista da fundação a considerar todo o carregamento como permanente, a favor da segurança.

Para as torres de ancoragem e final de linha, a maior parcela das cargas é permanente. Já para as torres de suspensão, a maior parcela das ações nas fundações é devida à carga acidental, sendo o vento a ação principal.

Por causa disso as torres de suspensão têm suas fundações projetadas com maior segurança que as torres de ancoragem, e que as de fim de linha.

As torres de telecomunicação também têm o vento como ação principal, portanto elas também têm segurança adicional nas fundações.

#### **8.5 Ação de Vento sobre as Torres**

A ação do vento nas torres de linhas de transmissão é diferente de suas ações em torres de telecomunicação.

O local em que se instala uma torre de telecomunicação oferece, bem determinados, todos os parâmetros necessários para a avaliação do vento, como a topografia, a altitude, e a área de ação do vento (torre e equipamentos).

No caso das torres de linhas de transmissão seus projetos são elaborados antes da implantação da linha. Daí serem adotados vãos de vento e vãos gravantes limites, altitudes médias, e valores conservadores na avaliação da pressão de vento.

Para as torres de LT pode-se afirmar, simplificarmente, que o carregamento do vento sobre elas é mais “probabilístico” do que aquele atuante nas torres de telecomunicação, que têm um local, uma altitude e uma topografia bem definidos.

# 9

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 9.1 – Conclusões

Este trabalho pretendeu descrever o estado da arte do projeto de fundações de torres de linhas de transmissão e telecomunicações, apresentando os tipos de fundações mais utilizados e os modelos matemáticos adotados no seu projeto.

#### 9.1.1 Estado da arte de projeto de fundações de torres

O projeto de fundações é uma atividade que, atualmente, não tem permitido grande interação entre o projetista da torre e o da fundação, limitando-se o primeiro a fornecer as ações das torres sobre as fundações.

O modelo comumente utilizado da ligação torre x fundação considera que a torre se une à fundação através de apoios articulados fixos, independentemente do tipo de fundação utilizado.

Este modelo não leva em consideração a interação da torre com a fundação, conduzindo a resultados geralmente conservadores que, por sua vez, levam a fundações

conservadoras. Este fato pode ser comprovado pela inexistência de acidentes envolvendo o mal comportamento das fundações.

### **9.1.2 Tipos de fundações**

As fundações de torres de linhas de transmissão e de telecomunicações são basicamente de quatro tipos, e mais algumas variações. A definição do tipo a ser adotado é função das cargas atuantes, características do solo e das condições de execução. Quanto a isso se pode sugerir algumas orientações:

1. Fundações em sapata podem ser utilizadas em locais onde o N.A. está acima da cota de assentamento da base da fundação, mas em solos onde a escavação pode ser executada, sem risco, e que tenham capacidade de resistência de média a alta. Esses terrenos ainda deverão apresentar-se pouco deformáveis na cota de assentamento da sapata. Apresentam, como vantagem, a resistência ao arrancamento e, como desvantagem, os grandes volumes de escavação e de reaterro, o consumo de concreto e o uso de forma;
2. Fundações em tubulões, são utilizados nos mesmos locais onde são utilizadas as sapatas, porém dificilmente são executados onde o N.A. esteja muito acima da cota de assentamento. Apresentam as mesmas vantagens que as fundações em sapata, porém com menor volume de escavação, menor consumo de concreto, supressão de formas, e sem reaterro. Tem como vantagem ainda ocupar pouco espaço em planta e procurar tensões mais elevadas em camadas mais profundas;
3. Fundações em grelha metálica são executáveis nos locais indicados para sapatas. Apresentam, como vantagens o pequeno peso, fabricação em série, a facilidade de transporte e de montagem. As desvantagens são as mesmas que as fundações em sapata, no que se refere aos volumes de escavação e de reaterro, além de serem mais sujeitas a processos corrosivos;

4. Grelhas com laje incorporada, que apresentam vantagem na resistência a esforços de arrancamento, aplicam tensões menores no solo, além de serem mais resistentes à corrosão, devido à proteção conferida à grelha pelo concreto que a envolve. Têm como desvantagem a necessidade de utilização de concreto, cujo transporte é difícil aos locais sem acesso viário;

5. Grelhas com bloco de concreto incorporado têm a vantagem de resistir a maiores cargas de arrancamento, quando comparadas às grelhas com laje incorporada. Podem ser aplicados em locais em que o N.A. seja mais elevado que sua cota de assentamento;

6. Tubulões engastados em rocha devem ser utilizados onde a cobertura de solo é pequena, o que impede a utilização das fundações descritas acima, e onde a rocha apresenta-se muito fraturada ou decomposta na superfície. Apresenta, como vantagem, o pequeno consumo de materiais e, como desvantagem, a necessidade de uso de explosivos;

7. Blocos ancorados em rocha devem ser utilizados onde a rocha, superficialmente, apresenta-se sã, pouco fraturada, ou pouco decomposta. Tem como vantagem, em relação ao tubulão anterior, não necessitar do uso de explosivos. Necessita, porém, de perfuratrizes para execução dos furos de fixação dos chumbadores.

### **9.1.3 Dimensionamento das fundações**

Os modelos utilizados para o dimensionamento das fundações, embora simplistas, fornecem resultados confiáveis, mas muitas vezes conservadores. O conservadorismo, porém, reside mais nos modelos utilizados para se determinar os esforços solicitantes nas estruturas de fundação, do que nos métodos de dimensionamento das fundações em si.



## **9.2 – Recomendações**

### **9.2.1 Automatização de projetos**

É grande a massa de dados que deve ser tratada no projeto de torres em virtude da variação das características do solo ao longo da linha e dos diferentes tipos de torres normalmente empregados. Assim, inicialmente se sugerem estudos que contemplem automatização dos projetos das fundações, com emissão de relatórios das memórias de cálculo e seus respectivos desenhos. Haverá agilização do trabalho e minimização de erros nos projetos.

Melhor resultado será obtido se os programas de cálculo e desenho das fundações forem acoplados nos programas de cálculo das reações das torres.

### **9.2.2 Implementação dos projetos das torres**

Sugere-se ainda o desenvolvimento de modelos matemáticos que contemplem a interação fundação x torre, o que, sem dúvida, resultará em projetos mais econômicos e realistas.

### **9.2.3 Otimização torre x fundação**

Indica-se a consideração do conjunto torre + fundação + solo, procedimento este de conseqüência certamente relevante, hoje viável graças aos programas de computador, mas que ainda não constitui rotina de projeto.

Por tentativas, ou através de rotinas automáticas, o projetista poderá atuar sobre a rigidez da torre e respectiva fundação, adotando para o conjunto a solução julgada mais conveniente.

Esse projeto de otimização sugerido poderá levar a uma economia na LT, quando for computada a somatória dos custos das torres e das fundações.

#### **9.2.4 Estudo da aplicabilidade da torre**

Somente pequena parcela dos acidentes ocorridos com torres teve como causa a falha de fundação, sobretudo em linhas de transmissão. Sugere-se estudo mais apurado para se evitar esse conservadorismo, uma vez que as fundações poderão estar sendo oneradas demasiadamente.

Com o uso disseminado dos computadores, atualmente pode-se obter o projeto adequado para cada fundação, com a segurança desejada, sem gastos desnecessários, considerando-se:

- elaboração de projeto de fundação torre a torre, e não a utilização de um só projeto padrão;
- projeto das torres considerando a fundação integrada a ela, conforme mencionado no item 9.2.3 acima.

#### **9.2.5 Instrumentação das torres**

Este procedimento poderia avaliar com mais propriedade os valores reais das cargas que as torres aplicam nas fundações.

A instrumentação aqui sugerida incluiria equipamentos que quantificariam também o efeito do vento sobre as estruturas e os seus cabos, de modo que se pudesse trabalhar com os esforços nas fundações, baseando-se na origem das solicitações.

## **BIBLIOGRAFIA**

**ABNT-NBR 5422** – *Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica* – Procedimento - 1985

**ABNT-NBR 6118** – *Projeto e execução de obras de concreto armado* – Procedimento - 1978

**ABNT-NBR 6122** – *Projeto e execução de fundações* – Procedimento - 1996

**ABNT-NBR 6123** – *Forças devidas ao vento em edificações* – Procedimento - 1987

**ABNT-NBR 6484** – *Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos* - 1980

**ABNT-NBR 6489** – *Prova de carga direta sobre o terreno de fundação* – 1985

**ABNT-NBR 7250** – *Identificação e descrição de amostras de solos obtidos em sondagem de simples reconhecimento dos solos* – Procedimento - 1982

**ABNT-NBR 8681** – *Ações e segurança nas estruturas* – Procedimento - 2003

**ABNT-NBR 9061** – *Segurança de escavação a céu aberto* – Procedimento – 1985

**ABNT-NBR 9603** – *Sondagem a trado* – Procedimento - 1986

**ACI 318** – *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95) and commentary (ACI 318R-95)* – American Code Institute - 1996

**Alonso, U. R.** – *Dimensionamento de fundações profundas* – Ed. Edgard Blücher Ltda. - 1988

**Alonso, U. R.** – *Exercícios de fundações* – Ed. Edgard Blücher Ltda. - 1994

**Alonso, U. R.** – *Previsão e controle de fundações* – Ed. Edgard Blücher Ltda. - 1991

**Bowles, Joseph E.** – *Analytical and computer methods in foundations engineering* – Ed. McGraw-Hill Kogakusha, LTD. - 1974

**Bowles, Joseph E.** – *Foundation – Analysis and desing* – Ed. McGraw-Hill International Book Company - 1984

**Caputo, H. P.** – *Mecânica dos solos e suas aplicações* – Ed. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. - 1969

**CEB-FIP** – Model Code 1990

**CEI/IEC 826:1991** – **Commission electrotechnique internationale / International electrotechnical commission** – *Load and strength of overhead transmission lines*

**CESP** – Especificação Interna - 1983

**Department of the Navy – Naval Facilities Engineering Command** - *Design Manual – Soil mechanics, foundations, and earth structures* – Navfac dm-7 – 1971

**Fang, Hsai-Yang – Winterkorn, Hans F.** – *Foundations engineering handbook* – Ed. Van Nostrand Reinhold Company - 1975

**Guerrin, A.** – *Traité de Béton Arme* – Ed. Dunod - 1977

**Hachich, W. et al.** – *Fundações: teoria e prática* – Ed. Pini - 1996

**Langendonck, T. Van** – *Cálculo de Concreto Armado* – ABCP - 1950

**Fuchs, R. D. – Almeida, M. T. –** *Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão* – Ed. Edgard Blücher - 1982

**Gontijo, C. R. –** *Cálculo de torres para linhas de transmissão* – IEA Editora - 1994

**Leonhard, Fritz – Möning, Eduard –** *Construções de concreto* – Ed. Livraria Interciência – 1977

**Martins, M. C. –** *Curso de mecânica dos solos/fundações*

**Montoya, P. Jimenez et al. –** *Hormigón armado* – Ed. Gustavo Gili S.A. - 1977

**Süssekind, J. C. –** *Curso de concreto armado* – Ed. Editôra Globo - 1980

**Tepedino, J. M. –** *Cálculo elástico de estaqueamento* – EEUFMG - Ed. Cotec - 1983

**Tepedino, J. M. –** Concreto armado – Capítulo 14 – *Flexão Normal Composta* – EEUFMG - Ed. Cotec

**Tepedino, J. M. –** Curso de Especialização – Sistema II – *Fissuração* – EEUFMG - Ed. Cotec - 1987

**Tepedino, J. M. –** Curso de Especialização – Notas de Aula – 1980

**United States Department of The Interior – Bureau of Reclamation –** *Transmission Structures – Concrete Footing Design and Details* – DS-10-7 – 1965

**Canadian Geotechnical Journal –** *The Ultimate Uplift Capacity of Foundations* – Vol. 5, n. 4 – Março 1968