

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – UFMG

ESCOLA DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

BELO HORIZONTE – MG

**PROJETO DE FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO
BASEADO EM CONFIABILIDADE**

ENG.: CRYSTHIAN PURCINO BERNARDES AZEVEDO

ORIENTADORA: PROF. SOFIA MARIA CARRATO DINIZ, PhD

BELO HORIZONTE - MG

OUTUBRO 2011

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

**"PROJETO DE FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO
BASEADO EM CONFIABILIDADE"**

Crysthian Purcino Bernardes Azevedo

Tese apresentada ao Programa 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 "Doutor em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz
DEES - UFMG - (Orientadora)

Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall
DEES - UFMG

Prof. Dr. Marcilio Sousa da Rocha Freitas
UFOP

Prof. Dr. André Teófilo Beck
EESC/USP

Prof. Dr. Nelson Aoki
EESC/USP

Belo Horizonte, 04 de outubro de 2011

DEDICATÓRIA

Ao meu DEUS TODO PODEROSO e soberano!

À minha amada Keila.

Aos frutos de nosso amor: João e Davi.

Aos meus irmãos Dí e Kennedy e à minha mãe que tanto queria um doutor em casa.

AGRADECIMENTOS

A professora Sofia pelos ensinamentos disponibilizados e pela dedicada atenção e exemplo de competência transmitido. Aos colegas de curso pelas perguntas oportunamente empregadas. Aos professores pelo dom do ensino e pela dedicada atenção. A todos os funcionários da Escola de Engenharia da UFMG que nos bastidores permitiram que o aprendizado fosse contínuo e duradouro.

A minha querida e amada esposa Keila que soube ter paciência e compreensão. Pelo incentivo e orações. Obrigado pelo seu amor e dedicação.

Aos meus filhos João Crysthian e Davi Crysthian pela sinceridade dos sorrisos e carinhos que me fazem viver.

A ABB Ltda pela oportunidade de acompanhamento dos ensaios e utilização dos resultados.

Então, falou Jesus às multidões e aos seus discípulos: Na cadeira de Moisés se assentaram os escribas e os fariseus. Fazei e guardai, pois, tudo quanto eles vos disserem, porém não os imiteis nas suas obras; porque dizem e não fazem. Atam fardos pesados [e difíceis de carregar] e os põem sobre os ombros dos homens, entretanto, eles mesmos nem com o dedo querem movê-los. Praticam, porém, todas as suas obras com o fim de serem vistos dos homens; pois alargam os seus filactérios e alongam as suas franjas. Amam o primeiro lugar nos banquetes e as primeiras cadeiras nas sinagogas, as saudações nas praças e o serem chamados mestres pelos homens. Vós, porém, não sereis chamados mestres, porque um só é vosso Mestre, e vós todos sois irmãos. (Mt. 23:1-8)

Ao Deus da minha vida por ter mandado Jesus para morrer pelos meus pecados e pela nova vida que me deu. O homem velho se foi e o que resta hoje é um servo de Deus.

RESUMO

A alta competitividade entre as diversas alternativas energéticas sustentáveis implica na necessidade de minimizar os custos de geração, transmissão e distribuição de energia elétrica. Dentro deste contexto, o aumento das distâncias entre os pontos de geração e distribuição, aliado ao fato de que o custo das fundações de linhas de transmissão (LTs) pode chegar a 50% do custo total das mesmas, vê-se que estes componentes têm um papel de destaque.

A despeito da necessidade da redução dos custos de fundações, esta se depara com inúmeros desafios, a saber: (i) a identificação das incertezas associadas às diversas variáveis que afetam o comportamento das fundações de LTs; (ii) a consolidação de metodologia para determinação da capacidade de carga à tração destes elementos estruturais; (iii) o tratamento adequado das incertezas que afetam o comportamento das fundações de LTs a partir dos conceitos e métodos da confiabilidade estrutural; (iv) o desenvolvimento de projeto semi-probabilístico, ou seja, projeto baseado em confiabilidade.

O método desenvolvido pela Universidade de Grenoble é o mais empregado para verificação de capacidade de carga à tração em linhas de transmissão no Brasil e também no exterior. Porém, estas metodologias não levam em consideração a presença de incertezas que afetam suas variáveis. A consolidação neste meio técnico de uma metodologia que leve em consideração tratamento de incertezas sob enfoque probabilístico é um desafio. As variáveis que afetam o comportamento das fundações de LTs são, dentre outras, as propriedades mecânicas dos solos, os métodos de ensaios e análise de resultados, os modelos de comportamento, a interação solo-estrutura, etc.

Para este trabalho foram executados 738 testes de carga à tração em campo nas fundações de 246 torres (3 ensaios por torre). O acompanhamento e coordenação do autor desta tese na execução das fundações e dos ensaios bem como a escolha dos locais permitiram uma avaliação mais completa dos resultados levando a conclusões mais

consistentes. Não havia dúvidas em relação à qualidade da execução das fundações e dos ensaios.

O objetivo principal deste trabalho é estudar o comportamento da resistência à tração de fundações com base em ensaios de protótipos em verdadeira grandeza executados em solo brasileiro com vistas à descrição probabilística para utilização no desenvolvimento de normas técnicas. A parcela de solicitação (S) e o fator de majoração do carregamento da equação de projeto do método semi-probabilístico não foram objeto deste estudo.

Palavras-chave: confiabilidade estrutural; ensaios de protótipos; métodos probabilísticos; projeto de fundações de Linhas de Transmissão.

ABSTRACT

High competitiveness among several sustainable energy alternatives implies the need to minimize the costs of generation, transmission and distribution of electrical energy. Within this context, the increase of the distances between the generation and distribution, coupled with the fact that the cost of foundations for transmission lines (TL's) can reach 50% of the total cost of the same, it is shown that these components have a prominent role.

Despite the necessity of reducing the cost of foundations, this is facing numerous challenges, namely: (i) the identification of the uncertainties associated with multiple variables that affect the behavior of the foundations of TL's; (ii) the consolidation of the methodology for determining the tensile load carrying capacity of these structural elements; (iii) the appropriate treatment of uncertainties that affect the behavior of the foundations of TL's from concepts and methods of structural reliability; (iv) the development of project semi-probabilistic, i.e. Design based on reliability.

The method developed by the University of Grenoble is the most used for verification of tensile load capacity in transmission lines in Brazil and abroad, although the method of Cone is still used. However, these methodologies do not take into account the presence of uncertainties that affect your variables. Consolidation in this technical means of a methodology that takes into account the treatment of uncertainties in probabilistic approach is a challenge. The variables that affect the behavior of the foundations of TL's are, among others, the mechanical properties of soils, methods of testing and analysis of results, models of behavior, interaction soil-structure, etc. For this work were executed 738 tensile load tests on the field in the foundations of 246 towers (3 essays per tower).

The monitoring and coordination of the author of this thesis in the execution of foundations and tests as well as the choice of sites allowed for a more thorough evaluation of results leading to conclusions more consistent. There were doubts about

the quality of the implementation of the foundations and tests. The main objective of this work is to study the behavior of tensile strength of foundations based on tests of prototypes in true greatness run on Brazilian soil to probabilistic description for use in the development of technical standards. The portion of the request (S) and the factor of increase of the loading of the project equation of semi-probabilistic have not been the object of this study.

Keywords: *structural reliability; testing of prototypes; probabilistic methods; design of foundations for transmission lines.*

SUMÁRIO

Dedicatória.....	iii
Agradecimentos.....	iv
Resumo	v
Abstract.....	vii
Lista de Figuras	xii
Lista de Tabelas.....	xiv
Lista de Símbolos	xv
Lista de Abreviaturas.....	xx
1 Introdução.....	1
1.1 Natureza do Problema	1
1.2 Objetivos.....	5
1.3 Apresentação da tese	6
2 Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão.....	8
2.1 Introdução.....	8
2.2 Método do Cone.....	10
2.3 Método do Cilindro de Atrito	12
2.4 Método de Balla.....	13
2.5 Método de Meyerhof e Adams	14
2.6 Método da Universidade de Grenoble.....	17
2.6.1 Expressões gerais da capacidade de carga à tração.....	18
2.6.2 Expressões dos coeficientes de resistência ao arrancamento.....	19
2.6.3 Expressões da Capacidade de Carga à Tração – Estacas.....	20
2.6.3.1 Estaca Cilíndrica executada em Solo Homogêneo.....	20
2.6.3.2 Estaca Cilíndrica executada em Solo estratificado.....	21
2.6.3.3 Estaca Prismática.....	22
2.6.4 Expressões da Capacidade de Carga à Tração – Placas	22
2.6.4.1 Placas Circulares	22
2.6.4.2 Placas Circulares – Solos de 1ª Categoria	22
2.6.4.3 Placas Circulares – Solos de 2ª Categoria	24

2.6.4.4	Placas Retangulares ou Quadradas.....	26
2.6.5	Expressões da Capacidade de Carga à Tração – Sapatas	27
2.6.5.1	Sapatas em Solos de 1ª Categoria.....	27
2.6.5.2	Sapatas em Solos de 2ª Categoria.....	29
2.6.6	Expressões da Capacidade de Carga à Tração – Tubulões com Base Alargada	32
2.6.7	Expressões para cálculo do peso específico e ângulo de atrito interno	32
2.6.8	Método da Universidade de Grenoble - Resumo	33
2.7	Resumo do Capítulo	33
3	Projeto Baseado em Confiabilidade Estrutural.....	37
3.1	Introdução.....	37
3.2	Incertezas	38
3.2.1	Incertezas Físicas.....	39
3.2.2	Incertezas de Modelagem	40
3.2.3	Incertezas Estatísticas	41
3.2.4	Incertezas Fenomenológicas	41
3.2.5	Incertezas de Avaliação	43
3.2.6	Incertezas de Decisão	43
3.2.7	Incertezas devido a Erros Humanos	43
3.3	O Problema Básico da Confiabilidade Estrutural	44
3.4	Confiabilidade de Sistemas	46
3.5	Simulação de Monte Carlo	49
3.6	Níveis dos Métodos de Confiabilidade	50
3.7	Normas Técnicas para o Projeto de Fundações	54
3.7.1	Introdução	54
3.7.2	Normas técnicas internacionais.....	55
3.7.3	Normas técnicas nacionais.....	56
3.7.4	Tendências para o desenvolvimento de Normas técnicas para o projeto de fundações de LTs	58
3.8	Resumo do Capítulo	59
4	Banco de Dados: Sondagens e Ensaio de Tração em Fundações de LTs....	62

4.1	Introdução.....	62
4.2	Ensaio de Tração em Fundações	65
4.2.1	Aparelhagem do Ensaio.....	65
4.2.2	Cargas e Critérios de Ensaio	67
4.2.3	Execução dos Ensaio.....	67
4.3	Locais dos Ensaio	69
4.4	Banco de Dados	69
4.4.1	Introdução	69
4.4.2	Sondagens SPT.....	69
4.4.3	Capacidade de Carga à Tração.....	72
4.5	Resumo do Capítulo.....	79
5	Descrição Probabilística da Resistência à Tração de Fundações de Linhas de Transmissão	81
5.1	Introdução.....	81
5.2	Variabilidade de N_{SPT}	83
5.3	Descrição Probabilística de c , γ e ϕ	86
5.4	Estimativa da Capacidade de Carga à Tração via Método de Grenoble	87
5.5	Estimativa da Capacidade de Carga à Tração via Ensaio de Campo	95
5.6	Erro do Modelo.....	95
5.7	Descrição Probabilística da Resistência à Tração de Fundações de LTs....	99
5.8	Projeto de Fundações de LTs Baseado em Confiabilidade	101
6	Sumário, Conclusões e Recomendações	103
6.1	Sumário	103
6.2	Conclusões.....	106
6.3	Recomendações para Futuros Trabalhos.....	108
	Referências Bibliográficas.....	110
	Anexo I – Exemplo de Cálculo de Capacidade de Carga à Tração	115
	Anexo II – Planilha de Cálculo de Capacidade de Carga à Tração.....	119

LISTA DE FIGURAS

2.1	Geometria do cone de arrancamento e forças consideradas no método do cone....	12
2.2	Geometria e forças consideradas no método do cilindro de atrito: (a) sapata, (b) tubulão sem base alargada ou estaca, (c) tubulão com base alargada, DANZINGER (1983).....	13
2.3	Modelo de capacidade de carga, BALLA (1961).....	14
2.4	Superfície de ruptura acima da placa, MEYERHOF e ADAMS (1968).....	16
2.5	Superfície de Ruptura de Estacas Cilíndricas em Solo Homogêneo.....	21
2.6	Superfície de Ruptura de Placas Circulares – Solos de 1ª Categoria.....	23
2.7	Superfície de Ruptura de Placas Circulares – Solos de 2ª Categoria.....	25
2.8	Variação da Capacidade de Carga com a Profundidade.....	26
2.9	Superfície de Ruptura de Sapatas – Solos de 1ª Categoria.....	28
2.10	Superfície de Ruptura de Sapatas – Solos de 2ª Categoria.....	30
2.11	Fluxograma das equações do Método de Grenoble.....	34
3.1	FDP para a resistência e o efeito do carregamento e região de sobreposição.....	44
3.2	O índice de confiabilidade e o ponto de projeto.....	46
4.1	Ensaio de Tração em Fundação de Estai.....	66
4.2	Medida dos deslocamentos.....	67
4.3	Perfil N_{SPT} a 2,00 metros de profundidade.....	69
4.4	Perfil N_{SPT} a 3,00 metros de profundidade.....	70
4.5	Perfil N_{SPT} a 4,00 metros de profundidade.....	70
4.6	Perfil NSPT a 2,00, 3,00 e 4,00 metros de profundidade.....	71
5.1	Histograma N_{SPT} (conjunto total de dados) e sobreposição de distribuição de Valores Extremos Tipo I.....	83
5.2	Histograma N_{SPT} (profundidade de 2,00m) e sobreposição de distribuição de Valores Extremos Tipo I.....	84
5.3	Histograma N_{SPT} (profundidade de 3,00 m).....	84
5.4	Histograma N_{SPT} (profundidade de 4 m).....	85
5.5	Histograma do peso específico: (a) Ausência de água, (b) Presença de água.	87

5.6 Histograma do ângulo de atrito: (a) Ausência de água, (b) Presença de água.....	88
5.7 Erro do Modelo.....	96
5.8 Histograma de ε_r com a sobreposição das distribuições Normal, LogNormal e Gamma.....	98
5.9 Resistência associada às fundações da Torre 3.....	100
AI.1 Exemplo de cálculo da capacidade de carga à tração em sapatas – Solos de 1ª Categoria.....	116

LISTA DE TABELAS

2.1	Formulação Capacidade de Carga à Tração Grenoble – Estacas.....	35
2.2	Formulação Capacidade de Carga à Tração Grenoble – Placas.....	35
2.3	Formulação Capacidade de Carga à Tração Grenoble – Sapatas.....	36
3.1	Fatores de minoração da resistência (NBR 6122:2010).....	57
3.2	Fatores de minoração da resistência (NBR 6122:2010).....	58
4.1	Resultados dos Ensaio à Tração das Fundações.....	73
5.1	Resistência a Tração das Fundações 3,0 metros.....	89
5.2	Estatísticas para Resultados Analíticos (R_{CALC}), Experimentais (R_{TESTE}), e Erro do Modelo (ϵ_r).....	95
5.3	Resistência à Tração das Fundações (3,0 m, ensaios realizados em 2010).....	97

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
B	Largura de uma base retangular
$2B$	Largura de uma base retangular
$2B_f$	Largura de um fuste retangular
c	Intercepto de coesão
C	Coesão ao longo do plano vertical de corte da fundação
c_f	Força de coesão
	Custo associado ao i -ésimo modo de falha
CS	Coeficiente de segurança
D	Profundidade enterrada
D_c	Profundidade crítica
$d_{\min}$	Distância mínima da origem
e	Espessura da base
$f_{R,S}(r,s)$	Função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S
$f_S(s)$	Função densidade de probabilidade da Variável S
F	Força de atrito
F_a	Carga de tração (arrancamento)
$F_R(\cdot)$	Função de distribuição de probabilidade acumulada da variável R
f_{ck}	Resistência característica do concreto
f_{tk}	Resistência característica do aço
f_y	Tensão de escoamento
$g(X)$	Função de Desempenho
H	Altura da fundação
$2L$	Comprimento de uma base retangular
$2L_f$	Comprimento de um fuste retangular
m	Coeficiente de redução devido à espessura da base
M	Resposta prevista usando o modelo.
	Coeficiente de capacidade de carga
M_c	Coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado à coesão

M_{c_corr}	Coeficiente de capacidade de carga à tração M_c ajustado
M_ϕ	Coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado ao ângulo de atrito
M_γ	Coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado ao peso específico
$M_{\phi+\gamma}$	Coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado ao ângulo de atrito e ao peso específico
$M_{(\phi+\gamma)_corr}$	Coeficiente de capacidade de carga à tração $M_{\phi+\gamma}$ ajustado
M_q	Coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado à sobrecarga
M_{q_corr}	Coeficiente de capacidade de carga à tração M_q ajustado
n	Tamanho da amostra
	Número de provas de carga de mesmas características, por região representativa de terreno
N_{SPT}	Número de golpes no ensaio SPT
p	Perímetro
p_a	Probabilidade do nível d'água superior à base da fundação
p_b	Perímetro da base
p_f	Perímetro do fuste
p_o	Sobrecarga para o método de Meyerhof
p_s	Probabilidade do nível d'água inferior à base da fundação
P	Peso próprio
	Peso da fundação
	Probabilidade
P_c	Peso próprio da fundação
P_s	Peso do solo
	Peso do volume de solo do tronco de cone
	Probabilidade de sobrevivência
P_f	Probabilidade de falha
p_f	Probabilidade de falha
p_{fadm}	Probabilidade de falha admissível.
$p_{f(objectivo)}$	Valor objetivo de probabilidade de falha
P_{tub}	Peso próprio do tubulão

q	Sobrecarga uniforme, atuante na superfície do terreno
q_o	Sobrecarga uniforme, infinitamente extensa, atuante na superfície do terreno
Q_{ft}	Capacidade de carga à tração
Q_{ft_base}	Capacidade de carga à tração – parcela da base
Q_{ft_fuste}	Capacidade de carga à tração – parcela do fuste
Q_{fc}	Termo de coesão da capacidade de carga à tração
$Q_{f\phi}$	Termo de atrito da capacidade de carga à tração
$Q_{f\gamma}$	Termo de gravidade da capacidade de carga à tração
Q_{fq}	Termo de sobrecarga da capacidade de carga à tração
Q_i	I-ésima Ação nominal
Q_{in}	Valor nominal da i-ésima carga (ou seu efeito)
Q_T	Efeito da carga correspondente a um dado período de retorno T.
Q_u	Carga última à tração
r	Raio da superfície de ruptura
R	Raio
	Raio da base
	Resistência
	Resposta real
$R_{c,k}$	Resistência característica;
$(R_{c,cal})_{med}$	Resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros.
$(R_{c,cal})_{min}$	Resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros.
R_C	Resistência característica ou nominal do componente
$R_{C,10\%}$	Capacidade de carga característica para um limite de exclusão de 10%
R_{CALC}	Resistência à tração
R_e	Raio equivalente de uma estaca prismática com perímetro, p
	Raio equivalente de uma base não-circular de perímetro, p_b
R_f	Raio do fuste
R_{fe}	Raio equivalente de um fuste não-circular de perímetro, p_f
R_n	Resistência nominal

	Capacidade geotécnica de projeto
R_N	Resistência nominal do componente
R_{TESTE}	Resistência à tração da fundação no ensaio de campo
$\bar{R}$	Resistência média no ensaio de campo
s	Fator de forma que governa a pressão passiva do solo na parede cilíndrica convexa
s_R	Desvio padrão da resistência de campo
S	Solicitação
	Suprimento
	Tensão de cisalhamento
S_b	Área da base
S_f	Área do fuste
S_l	Área lateral
T	Período de retorno
v_R	Coefficiente de variação
X_i	Variáveis básicas de projeto
X_m	Fator de resistência.
W	Peso do solo e da fundação
α	Ângulo da superfície de ruptura do solo com a vertical
	Inclinação do vetor Força de coesão “C _f ” com a vertical
	Ângulo do cone de arrancamento
	Nível de significância
β	Inclinação do vetor força de atrito “F” com a vertical
	Índice de confiabilidade
β_{adm}	Índice de confiabilidade admissível
$\beta_{objetivo}$	Valor objetivo para o índice de confiabilidade
ϵ_1	Fatores de minoração da resistência
ϵ_2	Fator de minoração da resistência
ϵ_3	Fatores de minoração da resistência
ϵ_4	Fator de minoração da resistência
δ	Ângulo da inclinação do empuxo passivo total com a horizontal
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo

	Fator de minoração da resistência
ϕ_F	Fator de resistência da fundação
ϕ_R	Fator de minoração da resistência
ϕ_{base}	Diâmetro da base da fundação
ϕ_{fuste}	Diâmetro do fuste da fundação
$\Phi(.)$	Função de distribuição acumulada
γ	Peso específico natural do solo
	Fator de Majoração das Ações
γ_c	Peso específico do concreto
γ_i	Coeficiente de majoração da i-ésima carga (ou sem efeito)
ν_R	Coeficiente de variação da resistência de Campo
σ	Tensão normal na superfície de ruptura
σ_{adm}	Tensão Admissível
σ_{lim}	Tensão Limite
τ	Tensão de resistência ao cisalhamento unitária
χ^2	Teste do Qui-quadrado

LISTA DE ABREVIATURAS

Abreviatura Descrição

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
CIGRÈ	Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques haute tension
C.S.	Coeficiente de Segurança
EPRI	Electric Power Research Institute
F.S.	Fator de Segurança
FORM	“First Order Reliability Method”
FOSM	“First Order Second Moment”
IEC	International Electrotechnical Commission
LRFD	Load and Resistance Factor Design - método dos estados limites
LT	Linha de Transmissão
MFAD	Moment Foundation Analysis and Design
NA	Nível d’água
NBR	Norma Brasileira
SPT	“Standard Penetration Test” – Teste da Penetração Padrão
WG07	“Work Group” 07

1

INTRODUÇÃO

1.1 NATUREZA DO PROBLEMA

O avanço da economia de um país é dependente da oferta de energia a custos competitivos e com suprimento garantido. Com o foco atual para o desenvolvimento sustentável, é clara a importância da utilização de recursos renováveis com as devidas precauções na preservação do meio ambiente. Neste contexto, o Brasil possuindo alto potencial hidráulico, encontra-se assim em posição privilegiada. Entretanto, pode-se observar um aumento da distância dos pontos de geração aos centros consumidores, acarretando grande importância à transmissão da energia (AZEVEDO, 2007).

A transmissão de energia é efetuada através de Linhas de Transmissão (LT), que passam por diversos perfis geotécnicos dependendo da extensão percorrida. O projeto de fundações de LTs difere da grande maioria das estruturas por ter nos esforços de tração as hipóteses

que determinam as dimensões das fundações. Existem várias metodologias disseminadas no meio técnico para o cálculo da capacidade de carga à tração de fundações. Embora o Método do Cone ainda seja utilizado, o método desenvolvido pela Universidade de Grenoble (BIAREZ e BARRAUD, 1968) é o mais empregado para verificação de capacidade de carga à tração em LTs no Brasil e também no exterior.

Para a utilização das formulações é necessária a determinação dos parâmetros de resistência geotécnica, ângulo de atrito interno, ϕ , e intercepto de coesão, c , bem como o peso específico do solo, γ . Estes parâmetros (ϕ , c e γ) na geotecnia clássica são determinados por ensaios de laboratório e de campo. Porém, em projetos de fundações de LTs, na mais das vezes, uma vertente analítico-experimental é utilizada a partir da combinação de expressões matemáticas que tem como dados de entrada resultados de sondagens a percussão (SPT). Assim, são executadas sondagens SPT na extensão da LT e tais resultados (número de golpes SPT, N_{SPT}) são utilizados para determinação dos parâmetros do solo (ϕ , c e γ). Estes por sua vez são utilizados nas formulações para o cálculo da capacidade de carga à tração de fundações de LTs.

O reconhecimento do subsolo constitui pré-requisito para projetos de fundações seguros e econômicos. Entretanto, são várias as incertezas presentes na determinação de tais parâmetros, por exemplo, variabilidade espacial da resistência do solo e número limitado de sondagens. A variabilidade espacial é observada com a variação da resistência do solo tanto ao longo do traçado da LT como também da profundidade, o que requeriria o tratamento via teoria dos campos aleatórios. Adicionalmente o número limitado de sondagens tem como consequência erros estatísticos consideráveis nos resultados obtidos. Historicamente, os empreendimentos de LTs utilizam em média uma sondagem SPT a cada 5 km e sondagens a trado nas demais estruturas.

A estimativa da capacidade de carga à tração de fundações de LTs enfrenta ainda outros problemas. À utilização de parâmetros geotécnicos incertos adiciona-se aquela associada a modelos imperfeitos. Portanto, fica claro a necessidade da verificação destas estimativas

via execução de ensaios de tração em protótipos em escala real. Por motivos óbvios de custos na realização de ensaios em real grandeza, usualmente o número de ensaios realizados é limitado a um máximo de 10 por empreendimento. Assim como no problema da determinação de parâmetros geotécnicos, pode-se esperar que o número reduzido de resultados de ensaios de tração de fundações de LTs implique em erros estatísticos consideráveis na determinação da capacidade de carga à tração da fundação.

O projeto de fundações de LTs necessariamente tem que lidar com um grande número de incertezas de caráter tanto inerente quanto epistemológico. Desta maneira, nos projetos de fundações de LTs decisões são tomadas a despeito do conhecimento incompleto. Utilizar ferramentas que levem em consideração os efeitos destas incertezas é portanto fundamental para o desenvolvimento de normas técnicas para o projeto de fundações de LTs.

As normas técnicas têm evoluído no sentido de oferecer um melhor tratamento de incertezas associadas às variáveis envolvidas. Tais normas vêm passando gradativamente do formato das tensões admissíveis (métodos determinísticos) para o método dos estados limites (métodos semi-probabilísticos) e também projetos probabilísticos (DINIZ, 2006). Especificamente para as fundações de LTs, não existem normas nacionais e nem internacionais. Nacionalmente, a norma brasileira de fundações ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações (ABNT, 2010) é utilizada como base. Internacionalmente, são mais utilizados e conhecidos dois procedimentos de projeto para LTs: a IEC 60826:2003 - Design Criteria of Overhead Transmission Lines em escala mundial (IEC, 2003) e o ASCE Manual 74:2010 - Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading (ASCE, 1991), mais conhecido e aplicado na América do Norte (EUA). Tanto o IEC 60826:2003 quanto o ASCE Manual 74:2010 consideram as teorias de projetos de sistemas, ou seja, a LT é considerada um sistema completo em série. A despeito destes refinamentos, estes procedimentos apresentam pouca informação relativa ao projeto de fundações, e, em especial as fundações tracionadas.

O desenvolvimento de normas técnicas para o projeto de fundações de LTs, no formato semi-probabilístico ou probabilístico, requer a utilização dos conceitos e métodos da confiabilidade estrutural (ANG e TANG, 1990; MELCHERS, 1999), e por sua vez, a descrição estatística dos carregamentos atuantes e da resistência da fundação. Em âmbito nacional, estudos de confiabilidade estrutural na área de LTs têm sido conduzidos, por exemplo, MENEZES (1988), MENEZES e SILVA (2000), MENEZES e SILVA (2003) e KAMINSKY Jr (2007); porém no mais das vezes tais estudos se limitam à descrição probabilística dos carregamentos atuantes e da capacidade resistente das estruturas metálicas de suporte. Ademais, os raros estudos brasileiros sobre fundações de LTs, dentro do contexto da confiabilidade estrutural, ficam limitados ao tratamento de fundações comprimidas, por exemplo, VELOZO (2010). Internacionalmente, conceitos probabilísticos vêm sendo aplicados a estruturas de fundações de LTs, por exemplo, KULHAWY et al. (2004) e CIGRÈ (2008).

A evolução de normas técnicas para o projeto de fundações de LTs deverá necessariamente passar por um melhor tratamento das diversas incertezas envolvidas no problema. Distintos caminhos podem ser vislumbrados para a incorporação do tratamento probabilístico destas incertezas. Dentre estes caminhos encontram-se aqueles voltados para a utilização da teoria de campos estocásticos (JCSS, 2006), ou aqueles que envolvem a combinação de procedimentos analíticos e experimentais. A teoria de campos estocásticos embora mais rigorosa, apresenta grande dificuldade de aplicação em termos práticos; por outro lado a combinação de procedimentos analítico-experimentais se apresenta como procedimento viável para o tratamento de problemas de grande complexidade. Veja-se como exemplo o projeto baseado em confiabilidade a partir da utilização de banco de dados de estruturas sujeitas ao carregamento de vento (DINIZ e SIMIU, 2005).

Os resultados assim obtidos são comparados aos resultados teóricos permitindo a descrição probabilística de outra importante incerteza de caráter epistemológico pertinente ao problema, ou seja, o erro do modelo.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é a descrição probabilística (determinação da distribuição de probabilidade e os parâmetros correspondentes) da resistência à tração de fundações em solos arenosos com vistas à utilização no desenvolvimento de normas técnicas no nível semi-probabilísticos. Como subsídio ao estudo foram propostos e executados 738 ensaios de campo em verdadeira grandeza ao longo do traçado de uma LT implantada em terreno arenoso.

Os objetivos secundários deste trabalho são os estudos de metodologias de cálculo de fundações tracionadas, avaliação das incertezas existentes no projeto de fundações de LTs e uma proposição de ajuste do método da Universidade de Grenoble que reflita melhor o comportamento da fundação tracionada.

A despeito da necessidade de elaboração de projeto de fundações de LTs baseado em confiabilidade, este estudo se depara com inúmeros desafios, a saber: (i) a identificação das incertezas associadas às diversas variáveis que afetam o comportamento das fundações; (ii) a consolidação de metodologia para determinação da capacidade de carga à tração; (iii) o tratamento adequado das incertezas que afetam o comportamento das fundações a partir dos conceitos e métodos da confiabilidade estrutural; (iv) o desenvolvimento de projeto semi-probabilístico, ou seja, projeto baseado em confiabilidade.

Portanto, este trabalho é um estudo analítico-experimental cujos resultados da descrição probabilística da resistência à tração de fundações em solos arenosos apresentados aqui poderão ser usados com vistas ao desenvolvimento de normas técnicas específicas do setor.

1.3 APRESENTAÇÃO DA TESE

Esta tese é desenvolvida em 6 capítulos, a saber:

- No Capítulo 2, Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão, são apresentadas e discutidas as metodologias mais difundidas no cálculo da capacidade de carga à tração de fundações de LTs. Especial atenção é dada ao procedimento conhecido no meio técnico como “Método da Universidade de Grenoble”. Esta metodologia será utilizada no Capítulo 5 na definição do modelo determinístico para cálculo da capacidade resistente;
- No Capítulo 3, Projeto Baseado em Confiabilidade Estrutural, com vistas ao entendimento dos conceitos básicos para aplicação do projeto probabilístico são discutidos os tipos de incertezas presentes no projeto de fundações de LTs. Na sequência é apresentado o problema básico da confiabilidade das estruturas (confiabilidade de componentes) e a confiabilidade de sistemas. São também apresentados os níveis dos métodos de confiabilidade e as prescrições das normas existentes para o projeto de fundações. Também neste capítulo é brevemente mencionada a combinação de métodos analíticos e experimentais (projeto baseado em confiabilidade a partir da utilização de banco de dados) para a caracterização das incertezas em problemas de grande complexidade;
- O Capítulo 4 é intitulado Banco de Dados: Sondagens e Ensaios de Tração. Uma das grandes limitações para o desenvolvimento e validação de metodologias de projeto de fundações tracionadas de LTs é o número reduzido de dados, sejam eles relativos a sondagens ou a ensaios de tração em escala real. Desta maneira, um dos principais objetivos deste trabalho foi a elaboração de um vasto banco de dados apresentado neste capítulo. Este banco de dados, base deste estudo, é composto por resultados de sondagens SPT e ensaios à tração, em verdadeira grandeza, de fundações de LTs em solos arenosos;

- No Capítulo 5, Descrição Probabilística da Resistência a Tração de Fundações de Linhas de Transmissão, são discutidos os resultados dos ensaios. Este capítulo inicia-se pela análise da variabilidade dos valores de sondagens. Na sequência as variáveis peso específico e ângulo de atrito são descritas probabilisticamente. Também neste capítulo são apresentados os resultados das estimativas de resistência à tração de fundações via Método de Grenoble, bem como o resultados dos 738 ensaios de arrancamento executados. De posse dos valores de cálculo e dos resultados de ensaios, o erro do modelo foi determinado e uma distribuição de probabilidade foi associada. Por fim, foi efetuada a descrição probabilística da resistência à tração de fundações de LTs, base para o projeto de fundações de LTs baseado em confiabilidade.

- Finalmente, no Capítulo 6, Sumário, Conclusões e Recomendações, são apresentadas as conclusões deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros oriundos desta pesquisa.

2

PROJETO DE FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

2.1 INTRODUÇÃO

Para fundações comprimidas alguns métodos empíricos são usados para obtenção da capacidade de carga última da fundação (BOWLES, 1988). Esses métodos são baseados em modelos desenvolvidos em menor escala e não produzem resultados precisos quando comparados ao comportamento estrutural in situ. Além disso, existe a influência da aleatoriedade dos parâmetros dos solos. Todavia, estes métodos são largamente empregados em projetos de engenharia orientando o dimensionamento determinístico das fundações (VELOZO, 2010). Para fundações comprimidas, o comportamento aleatório vem sendo estudado nacional ((AOKI, 2003), (RIBEIRO, 2008) e (VELOZO, 2010)) e internacionalmente ((BAKER, 2006) e (DIAMANTIDIS e BAZZURRO, 2007)).

Em linhas de transmissão os esforços de compressão não são hipóteses únicas. Nas torres estaiadas apenas o mastro central é comprimido enquanto que os quatro estais estão tracionados. Das quatro fundações de uma torre autoportante necessariamente duas estão tracionadas enquanto as outras duas estão comprimidas. Como a direção dos carregamentos de vento é aleatória durante a vida útil da estrutura as quatro fundações estarão obrigatoriamente tracionadas em algum momento. Portanto, o estudo do comportamento do esforço de tração é primordial para o conhecimento do comportamento das fundações de linhas de transmissão.

A falta de concordância entre as várias teorias de capacidade de carga à tração se dá devido à dificuldade de se prever a geometria da zona de ruptura. No caso da capacidade de carga à compressão as tensões se dão abaixo das fundações em um meio contínuo, que é assumido ser homogêneo e isotrópico; sendo assim, as zonas de ruptura são previstas e coerentes com a Mecânica dos Solos Clássica. Na capacidade de carga última à tração as tensões são distribuídas acima da base e sua distribuição parece ser única e influenciada pela superfície do terreno: o comportamento à tração de fundações profundas tem sido geralmente distinguidas das fundações rasas (CIGRÈ, 2008).

Nas areias densas, a forma de superfície de ruptura é geralmente parabólica em seção junto ao canto da fundação, tendendo a uma forma mais vertical (cilíndrica) à medida que a profundidade se torne maior. Em areias, a superfície de ruptura é mais complexa, pois são formadas trincas de tração, pelas quais eventualmente ocorrem rupturas. Diferentes curvas de ruptura para fundações rasas e profundas são apresentadas em trabalhos técnicos tais como BALLA (1961), SUTHERLAND (1961), MACDONALD (1963) e SPENCE (1965).

O método mais antigo para determinação da capacidade de carga à tração é o método do cone de arrancamento. A principal limitação do emprego deste método se dá pela não observância da resistência ao cisalhamento do solo. Na sequência surgiu o chamado método do cilindro de atrito. Este método representa um avanço em relação ao método do cone, por

já considerar a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura admitida.

O trabalho publicado por BALLA (1961) é considerado como o trabalho pioneiro sendo um marco para a pesquisa moderna. A partir desta pesquisa, muitos outros trabalhos surgiram ainda na década de 60 e conseqüente desenvolvimento de várias metodologias de cálculo. Dentre elas destaca-se o método proposto por BIAREZ e BARRAUD (1968), conhecido no meio técnico como Método da Universidade de Grenoble.

As primeiras pesquisas focaram o comportamento das fundações submetidas a cargas verticais. Posteriormente, as cargas não verticais foram acrescentadas aos estudos. No caso específico de placas (ou sapatas), uma constatação experimental foi a de que existe uma profundidade, denominada crítica, D_c , a partir da qual o fenômeno de ruptura modifica-se qualitativamente. Esta profundidade depende de parâmetros geotécnicos e da geometria da placa.

Já no trabalho publicado por MEYERHOF e ADAMS (1968), foram desenvolvidos modelos distintos de fundações rasas e para fundações profundas. Para fundações rasas, a superfície de falha é considerada como alcançando a superfície enquanto em fundações profundas, compressibilidade e deformações do solo acima da fundação evitam que a linha de ruptura alcance a superfície do terreno.

A seguir alguns destes métodos mais importantes serão apresentados.

2.2 MÉTODO DO CONE

Este método representa a forma mais antiga de determinação da capacidade de carga de fundações tracionadas. A capacidade de carga é obtida pelo peso de solo contido num tronco de cone invertido, P_s , ou pirâmide dependendo da forma da fundação. Ou seja, a resistência ao arrancamento é avaliada por uma comparação entre a carga de tração, F_a ,

aplicada à fundação e as cargas gravitacionais representadas pelo peso próprio da estrutura, P_{tub} , somado ao peso de solo de um tronco de cone invertido, P_s , conforme Fig. 2.1. O ângulo de arrancamento, α , é função do tipo de solo e no mais das vezes determinado conforme a experiência do projetista e constante ao longo da profundidade de assentamento da fundação.

Não existe nenhuma consideração de resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura. Segundo DANZIGER (1983), não se tem nenhuma notícia a respeito de correlações do ângulo α com parâmetros geotécnicos ou geométricos da fundação, tornando a sua previsão bastante difícil. Devido à inexistência das correlações citadas, nenhum ensaio, seja de campo ou de laboratório, pode ser realizado de forma a fornecer o valor de α . Só se obtém este ângulo através de provas de carga em escala natural e, mesmo assim, num dado terreno, para qualquer variação da profundidade da fundação ou da sua geometria, seu valor sofre alteração. De fato, todos os fatores que influenciam a capacidade de carga estão englobados no ângulo α e, portanto, seu valor pode variar aleatoriamente, segundo os seguintes elementos: características do terreno, tipo de fundação, dimensões da base e profundidade da fundação. Alguns autores, como ADAMS e HAYES (1967) e DANZIGER e PINTO (1979) mencionam que o método do cone pode fornecer resultados tanto conservativos como contrários à segurança.

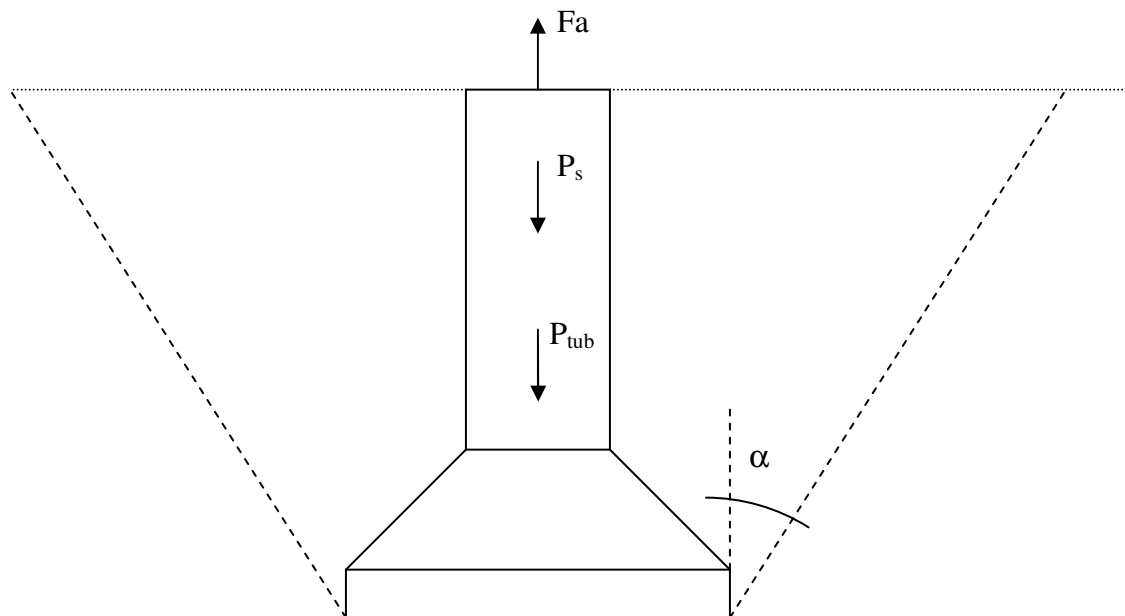


FIGURA 2.1 Geometria do cone de arrancamento e forças consideradas no método do cone.

2.3 MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO

Este método admite que a ruptura ocorre ao longo da superfície de um cilindro (ou prisma), com sua base coincidindo com a base da fundação. A capacidade de carga a tração é obtida pelas parcelas de peso (peso do solo contido no cilindro, P_s , e peso próprio da fundação, P_c), somadas à resistência por tensões de cisalhamento, S , ao longo da superfície admitida como sendo a de ruptura (Fig. 2.2). DANZIGER (1983) menciona que não se faz nenhuma referência, na literatura técnica, sobre a determinação da tensão de aderência, a não ser através de diagramas de empuxo horizontal multiplicados pela tangente do ângulo de atrito e somados à força de coesão, ou mais simplesmente, de tabelas semi-empíricas ou empíricas. Em vários casos, por exemplo, estacas e tubulões sem alargamento de base, a superfície de ruptura admitida é bastante próxima da realidade.

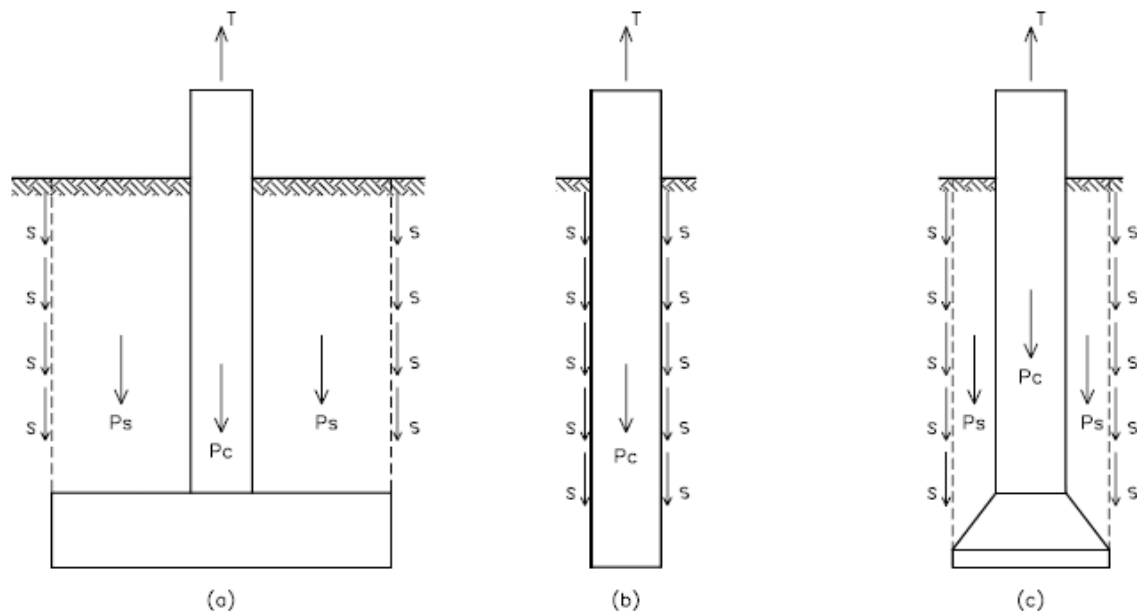


FIGURA 2.2 Geometria e forças consideradas no método do cilindro de atrito: (a) sapata, (b) tubulão sem base alargada ou estaca, (c) tubulão com base alargada, DANZINGER (1983).

2.4 MÉTODO DE BALLA

Através de uma série de ensaios realizados em modelos reduzidos em areia, BALLA (1961) desenvolveu seus estudos preconizando que a capacidade de carga de uma fundação submetida a esforços de tração deveria ser a soma de duas parcelas: a primeira composta pelo peso próprio da fundação mais o peso de solo interior à superfície de ruptura e a segunda a proveniente das tensões de cisalhamento do solo mobilizadas ao longo da superfície de ruptura observada (Fig. 2.3). BALLA (1961) sugere adotar uma superfície de ruptura cuja geratriz é parte de uma circunferência que começa com uma tangente vertical junto à extremidade da base da sapata e, na superfície do terreno, a tangente faz um ângulo de $(45^\circ - \phi/2)$ com a horizontal. Onde, ϕ , é o ângulo de atrito interno do solo e o raio da superfície de ruptura, r .

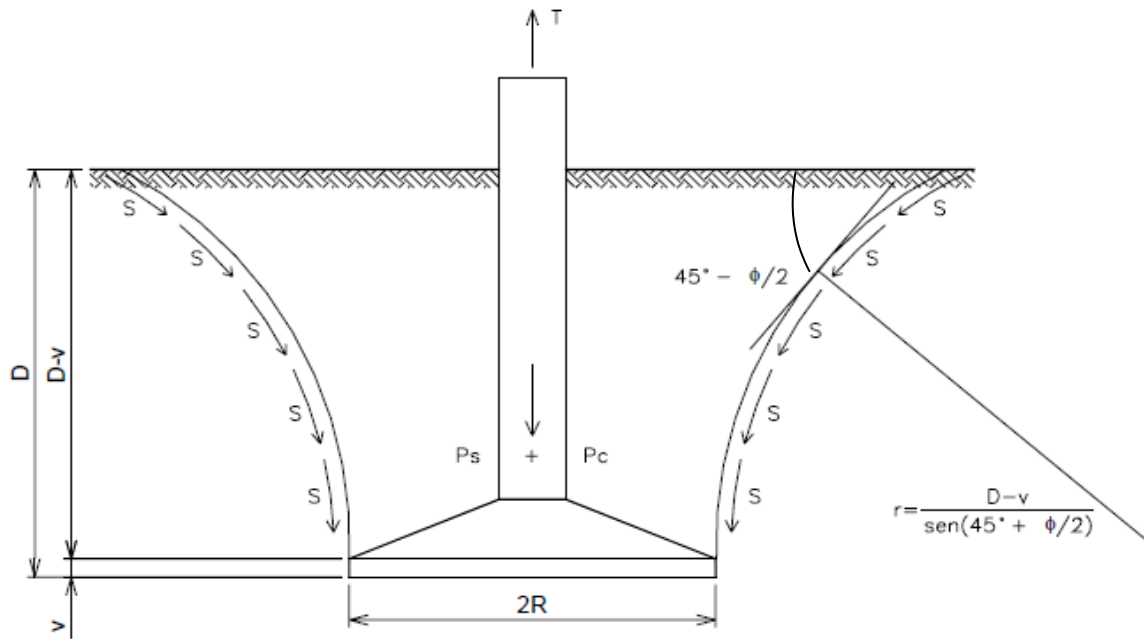


FIGURA 2.3 Modelo de capacidade de carga, BALLA (1961).

Apesar dos ensaios terem sido realizados apenas em areias, o desenvolvimento teórico deste método também englobou solos com coesão. A capacidade de carga é proporcional ao cubo da profundidade, $D-v$, e depende dos parâmetros de resistência do solo: coesão, c , ângulo de atrito interno, ϕ , e peso específico, γ .

2.5 MÉTODO DE MEYERHOF E ADAMS

No trabalho de MEYERHOF e ADAMS (1968), modelos distintos para fundações rasas e para fundações profundas baseados em testes de modelos de laboratório e em verdadeira grandeza realizados em argila e em areia foram analisados. Para fundações rasas, a superfície de falha é considerada como alcançando a superfície, enquanto que em fundações profundas, a compressibilidade e deformações do solo acima da fundação evitam que a linha de ruptura alcance a superfície do terreno. Resultados satisfatórios comprovados por testes em verdadeira grandeza são obtidos para areias. Porém, segundo os próprios

autores desta metodologia para areias densas esta teoria deverá ser ajustada. Em ensaios a capacidade de carga última à tração, Q_u , cresce geometricamente com a profundidade para areias densas e na fórmula proposta neste modelo Q_u é função do quadrado da profundidade. Entretanto, para argilas é importante ter o cuidado de distinguir entre carregamentos de curta duração (não drenado) e para carregamentos de longa duração (drenado). Em MEYERHOF e ADAMS (1968) foi estudada a capacidade de carga última de fundações submetidas unicamente à tração pura. Os efeitos de momentos e forças horizontais que também são importantes e os deslocamentos/deformações que ocorrem tanto vertical como lateralmente não foram estudados.

Para espaçamentos pequenos entre fundações a superfície de ruptura é uma curva envolvendo externamente as fundações, e o solo entre as fundações se move juntamente com elas. Para espaçamentos maiores as curvas de ruptura tendem a se individualizar. Devido à complexidade das superfícies de ruptura são feitas hipóteses simplificadoras em relação às reais superfícies de ruptura. A teoria é desenvolvida para sapatas corridas contínuas e depois modificada para sapatas circulares e retangulares para areias e argilas e ações em grupos de fundações.

Sob a carga última de tração, Q_u , admite-se que uma placa de fundo levanta uma massa de solo com forma aproximada de um tronco de cone, sendo que, para fundações rasas a curva de ruptura alcança a superfície do terreno. Para fundações profundas admite-se que se forma uma superfície tronco-cônica a partir da placa de fundação até atingir uma profundidade, H , que depois é interrompida sobre a qual se considera uma sobrecarga p_o (Fig. 2.4).

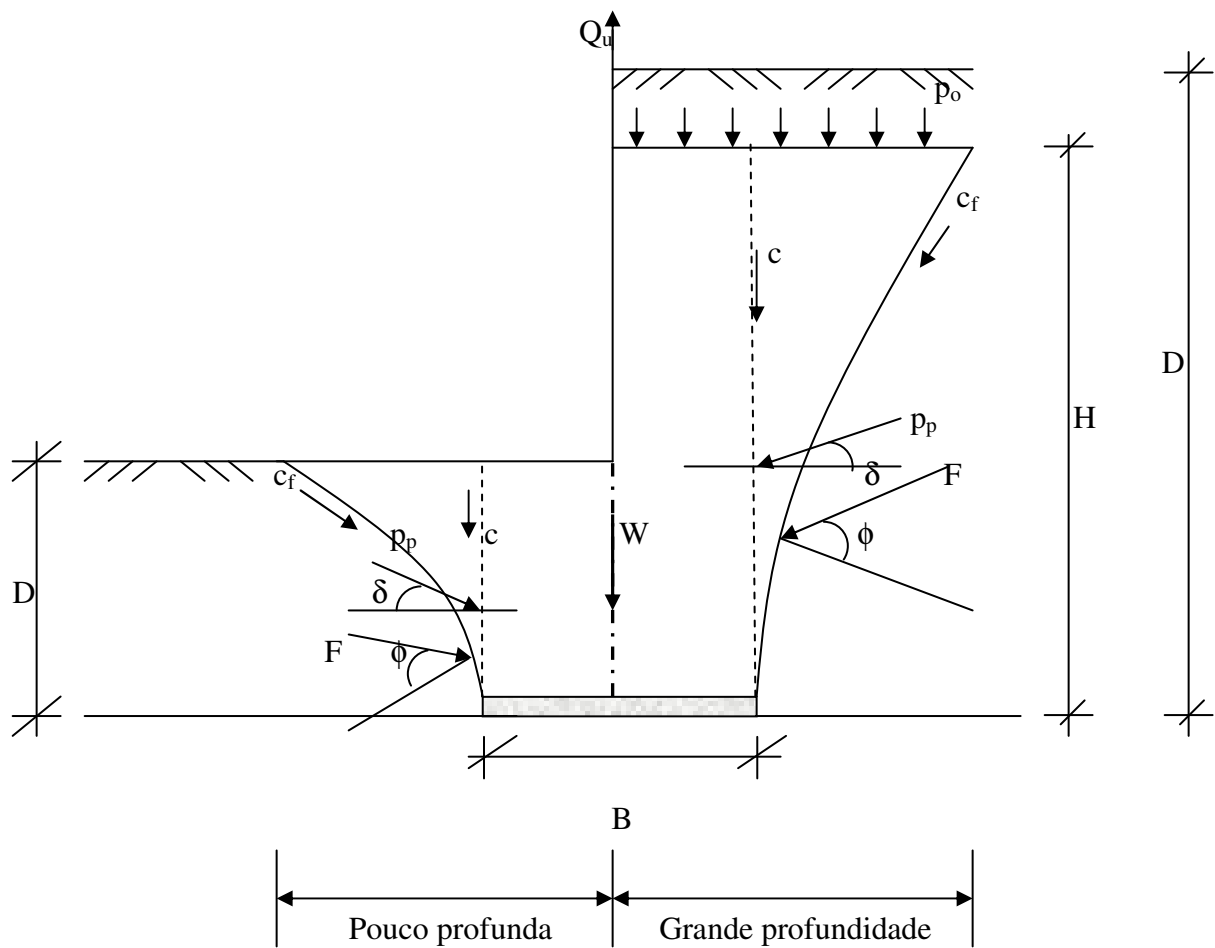


FIGURA 2.4 Superfície de ruptura acima da placa, MEYERHOF e ADAMS (1968)

Considera-se que são mobilizadas as forças de coesão, c_f , e a força de atrito, F , baseadas na resistência ao cisalhamento unitária, τ . A seguir, em função de não ser conhecida rigorosamente a curva de ruptura com as tensões ali desenvolvidas, simplifica-se o cálculo considerando as forças, C , e p_p , num plano vertical partindo da borda da placa.

2.6 MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE GRENOBLE

O método desenvolvido na Universidade de Grenoble proposto por BIAREZ e BARRAUD (1968) é extremamente abrangente, envolvendo praticamente todos os tipos de fundação normalmente executados. Está fundamentado em um número elevado de ensaios em modelos reduzidos, de cujas observações a formulação da teoria se originou. As considerações teóricas são baseadas no estudo do equilíbrio limite dos solos (DANZIGER, 1983).

Cabe ressaltar que hoje em dia, devido à grande confiabilidade alcançada através de numerosos estudos e ensaios, pode-se dizer que esse é o método mais empregado para verificação de capacidade de carga à tração em linhas de transmissão no Brasil, embora o Método do Cone seja ainda utilizado. Desta forma, o método da Universidade de Grenoble será melhor detalhado pois suas equações serão utilizadas como base para o desenvolvimento da metodologia proposta neste trabalho.

Segundo DANZIGER e PINTO (1979), os esforços de tração preponderam no dimensionamento de fundações, isto é, as dimensões necessárias para combater determinada carga de tração conduzem a pressões de compressão no terreno aquém da pressão admissível do solo, a menos de casos especiais, onde as cargas em jogo são muito elevadas e/ou o terreno de fundação apresenta-se em condições desfavoráveis. Cuidado especial deve ser dado nos casos onde o carregamento horizontal é elevado, já que esforços desta natureza podem conduzir a grandes excentricidades, afetando a estabilidade da fundação.

O método da universidade de Grenoble não leva em consideração o efeito de carregamentos horizontais. O modelo pressupõe apenas a atuação axial de uma carga vertical. Isto é válido, pois na maioria das vezes a ordem de grandeza de efeitos verticais é bem superior

aos horizontais. Desta forma, os dimensionamentos em projetos não dependem dos esforços horizontais.

Os tipos de fundações estudadas, às quais pode ser aplicado este método (sapatas, grelhas e tubulões), foram distribuídos em três modelos de cálculo, a saber: estaca cilíndrica, sapata e placa.

2.6.1 EXPRESSÕES GERAIS DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO

A expressão abaixo representa a expressão mais geral para a capacidade de carga à tração, Q_{ft} , segundo esta metodologia

$$Q_{ft} = Q_{fc} + Q_{f\phi} + Q_{f\gamma} + Q_{fq} + P + P_s \quad (2.2)$$

Onde:

Q_{fc} Termo de coesão da capacidade de carga à tração

$$Q_{fc} = S_l \times [c \times M_c] \quad (2.3)$$

$Q_{f\phi}$ Termo de atrito da capacidade de carga à tração

$$Q_{f\phi} = S_l \times [\gamma \times D \times M_\phi] \quad (2.4)$$

$Q_{f\gamma}$ Termo de gravidade da capacidade de carga à tração

$$Q_{f\gamma} = S_l \times [\gamma \times D \times M_\gamma] \quad (2.5)$$

Q_{fq} Termo de sobrecarga da capacidade de carga à tração

$$Q_{fq} = S_l \times [q \times M_q] \quad (2.6)$$

P Peso da fundação

P_s Peso do solo

Substituindo-se as contribuições das equações 2.3 até 2.6 de cada termo da equação 2.2 é obtida a seguinte expressão:

$$Q_{ft} = S_l \times [c \times M_c + \gamma \times D (M_\phi + M_\gamma) + q \times M_q] + P + P_s \quad (2.7)$$

Onde:

S_l	Área lateral
c	Intercepto de coesão
M_c	Coefficiente de capacidade de carga à tração relacionado à coesão
γ	Peso específico natural do solo
D	Profundidade enterrada
M_ϕ	Coefficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao ângulo de atrito
M_γ	Coefficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao peso específico
q	Sobrecarga uniforme, atuante na superfície do terreno
M_q	Coefficiente de capacidade de carga à tração relacionado à sobrecarga
P	Peso da fundação
P_s	Peso do solo

2.6.2 EXPRESSÕES DOS COEFICIENTES DE RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

As expressões abaixo apresentam os coeficientes de resistência ao arrancamento utilizados na expressão geral da capacidade de carga à tração, Q_{ft} . O coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado à coesão, M_c , é calculado pela seguinte expressão:

$$M_c = \left[-\frac{tg\alpha}{tg\phi} + \frac{f}{H} \cos\phi \times \left(1 + \frac{tg\alpha}{tg\phi} \right) \right] \times \left(1 - \frac{1}{2} tg\alpha \times \frac{D}{R} \right) \quad (2.8)$$

Sendo,

$$\frac{f}{H} = tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \times \frac{\cos n - \sin\phi \cdot \cos m}{\cos n + \sin\phi \cdot \cos m} \quad (2.9)$$

Onde:

$$m = -\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha \quad (2.10)$$

$$\sin(n) = \sin(\phi) \times \sin(m) \quad (2.11)$$

O coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado ao atrito e à gravidade, $M_\phi + M_\gamma$, é calculado pela seguinte expressão:

$$M_{\phi} + M_{\gamma} = \frac{\sin \phi \times \cos(\phi + 2\alpha)}{2 \cos^2 \alpha} \times \left(1 - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \alpha \times \frac{D}{R} \right) \quad (2.12)$$

O coeficiente de capacidade de carga à tração, relacionado à sobrecarga, M_q , é calculado pela seguinte expressão:

$$M_q = M_c \operatorname{tg} \phi + \left(1 - \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha \times \frac{D}{R} \right) \operatorname{tg} \alpha \quad (2.13)$$

Uma observação importante é que para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas (solos resistentes), deve-se considerar $\alpha = 0$ nas expressões anteriores.

2.6.3 EXPRESSÕES DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO – ESTACAS

2.6.3.1 ESTACA CILÍNDRICA EXECUTADA EM SOLO HOMOGÊNEO

Para fins de cálculo, a superfície de ruptura proveniente da tração de uma estaca cilíndrica, em solo homogêneo, é assumida como tronco-cônica gerada por um segmento de reta, que forma um ângulo α com a vertical (Fig. 2.5).

A capacidade de carga da estaca cilíndrica é a soma da atuação em conjunto da resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura, do peso próprio da fundação, do peso de solo mobilizado pela estaca na ruptura e pela sobrecarga de superfície atuante quando esta existir. Assim, considerando as três parcelas sugeridas é gerada a seguinte expressão:

$$Q_{ft} = p D \left[c M_c + \gamma D (M_{\phi} + M_{\gamma}) + q_o M_q \right] + P \quad (2.14)$$

As expressões para cálculo dos coeficientes de capacidade de carga M_c , $M_{\phi} + M_{\gamma}$ e M_q foram apresentadas no item anterior e conforme visto são dependentes do ângulo α , do ângulo de atrito interno do solo, ϕ , e da profundidade relativa, D/R . A avaliação em ensaios de campo mostra que, em qualquer tipo de solo, o ângulo α pode ser assumido igual a $\phi/8$.

2.6.3.2 ESTACA CILÍNDRICA EXECUTADA EM SOLO ESTRATIFICADO

O perfil do solo onde se executará a fundação na maioria das vezes se apresenta estratificado, ocorrendo variações significativas dos parâmetros geotécnicos do solo (c , ϕ e γ) ao longo da profundidade, principalmente em solos de origem sedimentar. Para a definição da capacidade de carga à tração deverá ser levada em conta neste caso a resistência de cada camada isoladamente, sob efeito da sobrecarga das camadas subjacentes (aplicação do coeficiente M_q). Assim, considerando as três parcelas sugeridas e o efeito de sobrecarga das camadas subjacentes se define a seguinte expressão:

$$Q_{ft} = \sum_{i=1}^n \left\{ p_i D_i \left[c_i M_{ci} + \gamma_i D_i (M_\phi + M_\gamma)_i + q_i M_{qi} \right] + P_i \right\} \quad (2.15)$$

Onde:

$$q_i = q_{0+} \sum_{k=1}^{i-1} \gamma_k \cdot D_k \quad (2.16)$$

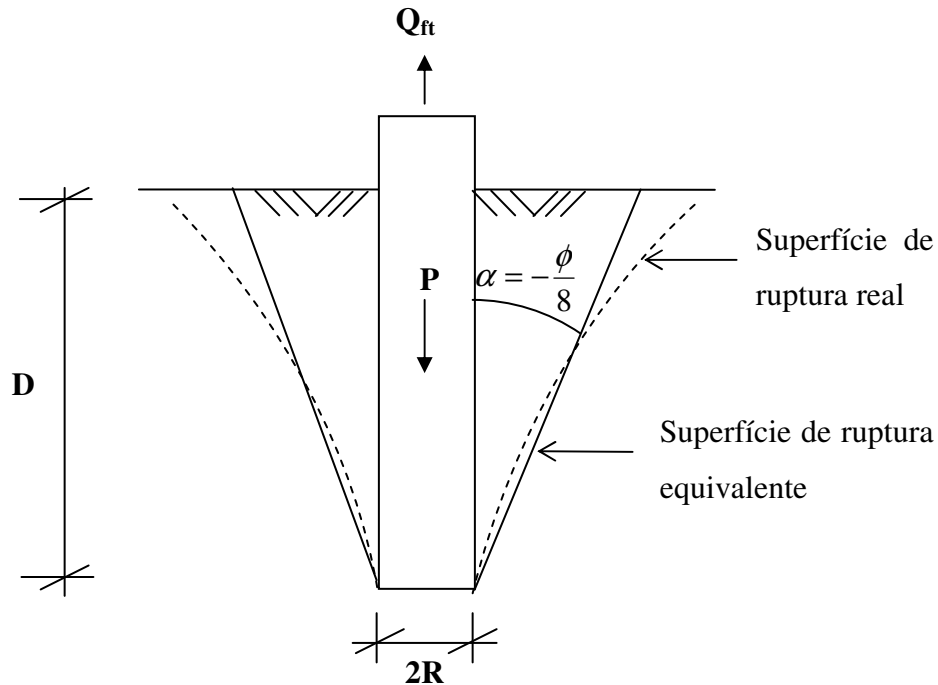


FIGURA 2.5 Superfície de Ruptura de Estacas Cilíndricas em Solo Homogêneo

2.6.3.3 ESTACA PRISMÁTICA

São válidas as mesmas expressões e coeficientes definidos nos itens anteriores, tomando apenas o cuidado de considerar um raio equivalente, R_e , que forneça o mesmo perímetro, p , da estaca prismática em estudo, portanto:

$$R_e = \frac{p}{2\pi} \quad (2.17)$$

2.6.4 EXPRESSÕES DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO – PLACAS

2.6.4.1 PLACAS CIRCULARES

Para o estudo de placas circulares é necessária a determinação das características de dois tipos de solos definidos neste método. Na prática esta metodologia distingue duas categorias de solo que alteram qualitativamente o processo de ruptura, a saber:

1ª Categoria: Solos fracos, argilosos com elevado grau de saturação e ângulo de atrito interno $\phi \leq 15^\circ$.

2ª Categoria: Solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito interno $\phi > 15^\circ$.

2.6.4.2 PLACAS CIRCULARES – SOLOS DE 1ª CATEGORIA

A partir de observações experimentais, a superfície de ruptura é definida como similar a um tronco de cone, formando um ângulo α convencionado “positivo” com a vertical. A superfície de ruptura atinge o nível do terreno, desde que a profundidade, D , da placa não seja superior à profundidade crítica, $D_c = 5R$, profundidade a partir da qual a superfície de ruptura não mais atinge o nível do terreno, originando um efeito de sobrecarga (ver Fig. 2.6). Para o cálculo da capacidade de carga são utilizadas as seguintes equações:

Para $D < D_c$:

$$Q_{ft} = p_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + S_b \gamma D \quad (2.18)$$

Para $D = D_c$:

$$Q_{ft} = p_b D_c \left[c M_c + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q \right] + P + S_b \gamma D_c \quad (2.19)$$

Porém, conforme informação experimental, $D_c = 5R$, então a Eq. 2.19 passa a ser:

$$Q_{ft} = 5 p_b R \left[c M_c + 5 \gamma R (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q \right] + P + 5 S_b \gamma R \quad (2.20)$$

Para $D > D_c$:

$$Q_{ft} = p_b D_c \left[c M_c + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma) + [q_o + \gamma (D - D_c)] M_q \right] + P + S_b \gamma D_c \quad (2.21)$$

Porém, conforme informação experimental, $D_c = 5R$, então a Eq. 2.21 passa a ser:

$$Q_{ft} = 5 p_b R \left[c M_c + 5 \gamma R (M_\phi + M_\gamma) + [q_o + \gamma (D - 5R)] M_q \right] + P + 5 S_b \gamma R \quad (2.22)$$

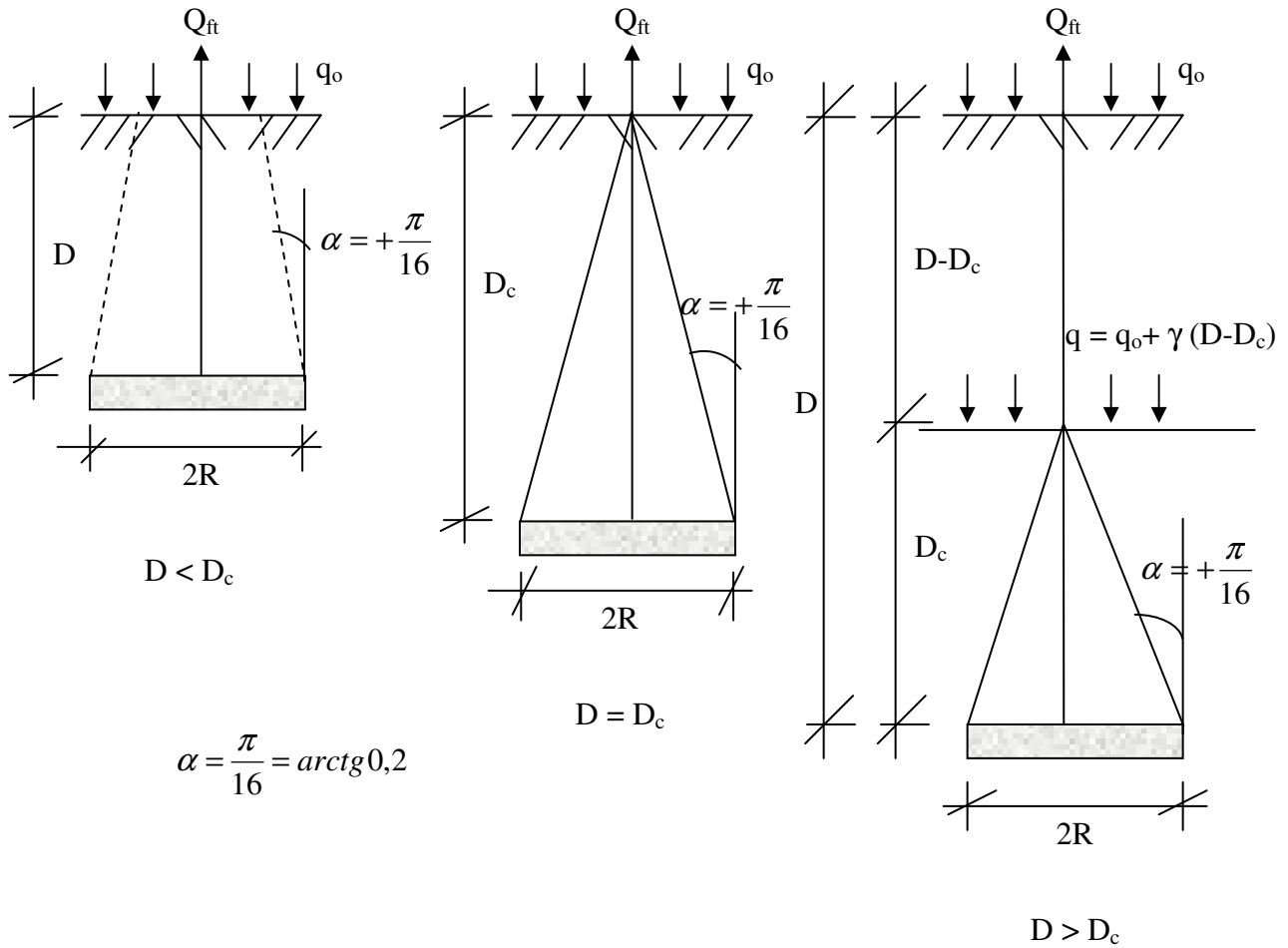


FIGURA 2.6 Superfície de Ruptura de Placas Circulares – Solos de 1ª Categoria

2.6.4.3 PLACAS CIRCULARES – SOLOS DE 2ª CATEGORIA

A partir de observações experimentais, a superfície de ruptura é definida como similar a um tronco de cone, formando um ângulo α convencionado “negativo” com a vertical, para profundidades menores que a profundidade crítica, D_c (ruptura generalizada, ver Fig. 2.7). A partir da profundidade, D_c , ocorre uma mudança no modelo da superfície de ruptura (ruptura localizada, superfície teórica, ver Fig. 2.7). É importante ressaltar que estas denominações para as formas de ruptura não estão em nada relacionadas com os modelos de ruptura desenvolvidos por Terzaghi para a capacidade de carga à compressão de fundações rasas.

Para o cálculo da capacidade de carga são utilizadas as seguintes equações:

Para $D < D_c$:

$$Q_{ft} = p_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + S_b \gamma D \quad (2.23)$$

No caso de solos sem coesão (arenosos) onde o intercepto de coesão pode ser tomado como $c = 0$, foi observado experimentalmente que o ângulo α aproxima-se do valor do ângulo ϕ (ângulo de atrito do solo), ou seja, $\alpha = -\phi$. Portanto, os coeficientes M_c , M_ϕ e M_q se anulam restando apenas o coeficiente M_γ na Eq. 2.23, donde se obtém:

$$Q_{ft} = p_b D^2 \gamma M_\gamma + P + S_b \gamma D \quad (2.24)$$

Para $D > D_c$:

$$Q_{ft} = S_b M (\gamma D \operatorname{tg} \phi + c) + P \quad (2.25)$$

Onde o coeficiente, M , é calculado pela seguinte expressão:

$$M = M_t = \frac{12\pi}{1 + 6 \operatorname{tg} \phi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right)} - 1,6 \quad (2.26)$$

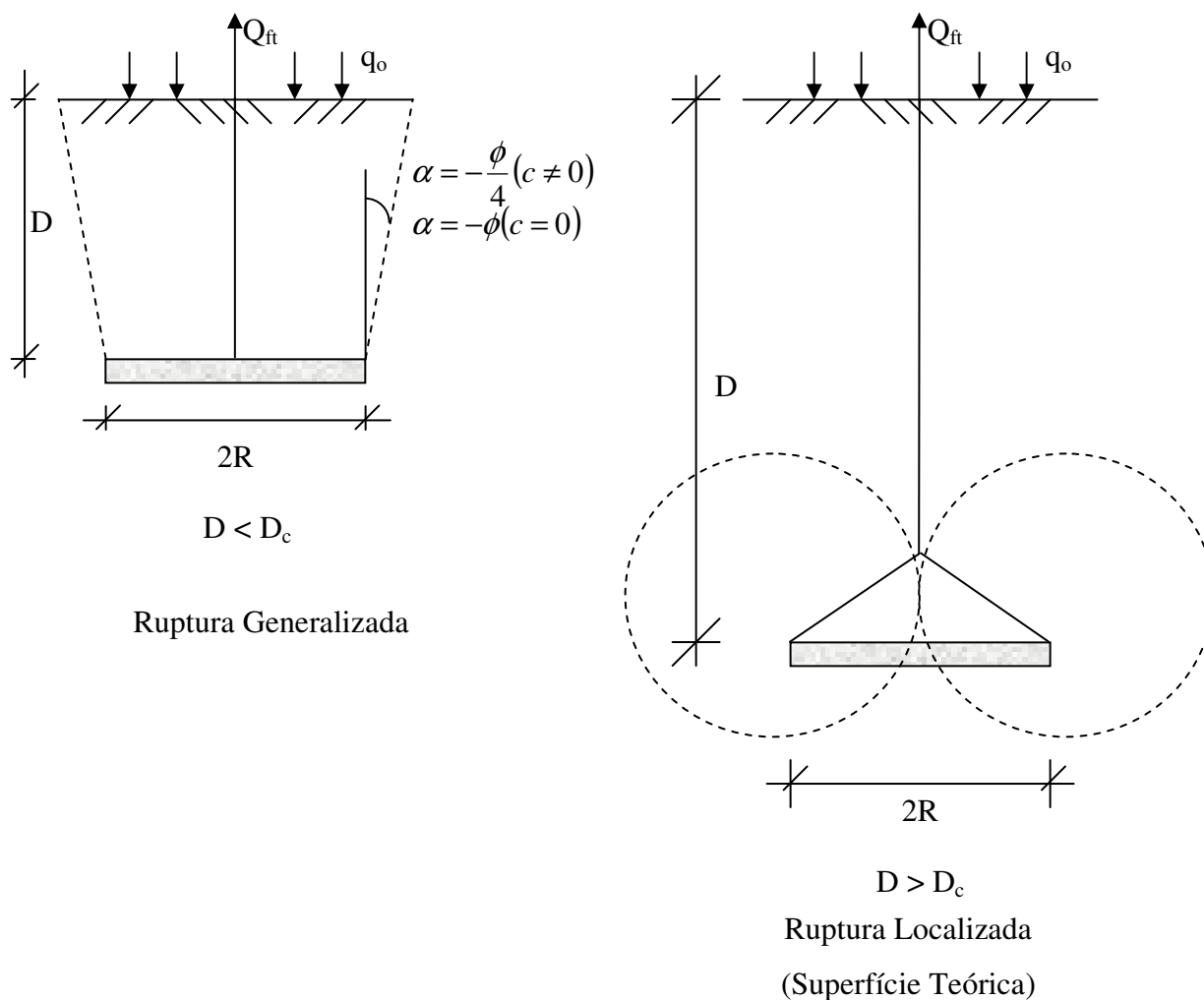


FIGURA 2.7 Superfície de Ruptura de Placas Circulares – Solos de 2ª Categoria

Na figura Fig. 2.8 são mostradas as curvas representativas da variação de Q_{ft} com a profundidade, que são válidas de forma qualitativa tanto para placas como para sapatas para os dois regimes de ruptura definidos por esta metodologia. O ponto de interseção das curvas ocorre em $D = D_c$. Na prática, o procedimento usualmente empregado consiste em calcular os valores de carga de ruptura correspondentes aos dois regimes e adotar como capacidade de carga o valor menor.

2.6.4.4 PLACAS RETANGULARES OU QUADRADAS

Para o estudo de placas retangulares ou quadradas são empregadas as mesmas equações e tabelas utilizadas para placas circulares, porém adotando-se um raio equivalente, R_e .

Para solos de 1ª Categoria, considera-se a seguinte expressão para o raio equivalente:

$$R_e = \frac{p_b}{8} \quad (2.27)$$

Onde, p_b , é o perímetro da base em estudo. Esta fórmula é válida para fundações assentadas abaixo ou acima da profundidade crítica, D_c .

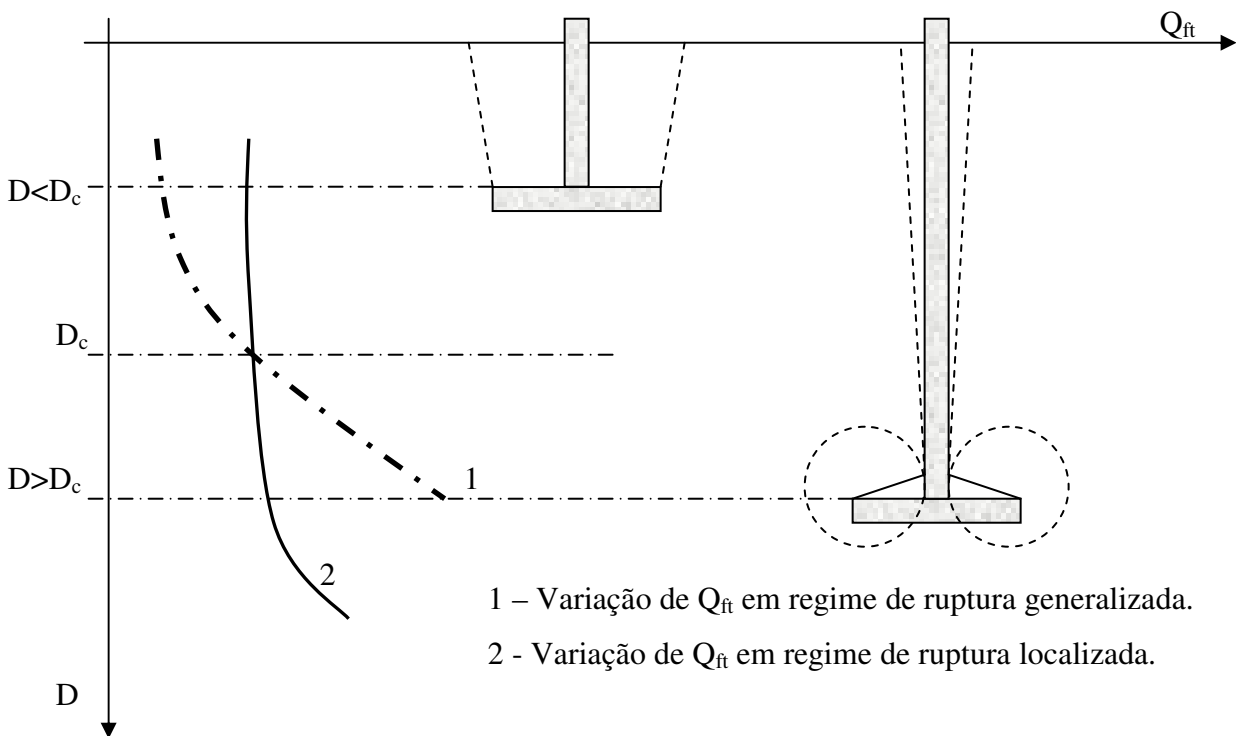


FIGURA 2.8 Variação da Capacidade de Carga com a Profundidade

Para solos de 2ª Categoria, considera-se a seguinte expressão para o raio equivalente:

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi} \quad (2.28)$$

Onde, p_b , é o perímetro da base em estudo. Esta fórmula também é válida para fundações assentadas abaixo ou acima da profundidade crítica, D_c .

Para solos de 2ª Categoria e profundidades superiores às críticas ($D > D_c$), o que caracteriza um regime em modelo de ruptura localizada, emprega-se a seguinte expressão para a capacidade de carga à tração:

$$Q_{ft} = S_b M_b (\gamma D \operatorname{tg} \phi + c) + P \quad (2.29)$$

Onde:

$$M_b = M = \frac{4\pi}{1 + \frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \phi} \quad (2.30)$$

$$S_b = 2B \times 2L = 4BL \quad (2.31)$$

2.6.5 EXPRESSÕES DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO – SAPATAS

Da mesma forma que para as placas, a capacidade de carga deste tipo de fundação é determinada para dois modelos de ruptura correspondentes a solos fracos e a solos resistentes. As expressões para cálculo são desenvolvidas analogamente ao caso de placas, considerando-se, ainda a influência do fuste e da espessura da base. A seguir são apresentados os casos de sapatas circulares, retangulares e quadradas.

2.6.5.1 SAPATAS EM SOLOS DE 1ª CATEGORIA

A superfície de ruptura neste caso é similar à apresentada na Fig. 2.9, onde é observado que para $D > D_c$ o fuste atuará como uma estaca, ao longo da profundidade, $D - D_c$. A profundidade crítica foi estimada experimentalmente como sendo $5(R - R_f)$ ou $5(B - b)$, para sapatas circulares ou retangulares, respectivamente. É importante observar que a superfície de ruptura se desenvolve a partir da aresta superior da base.

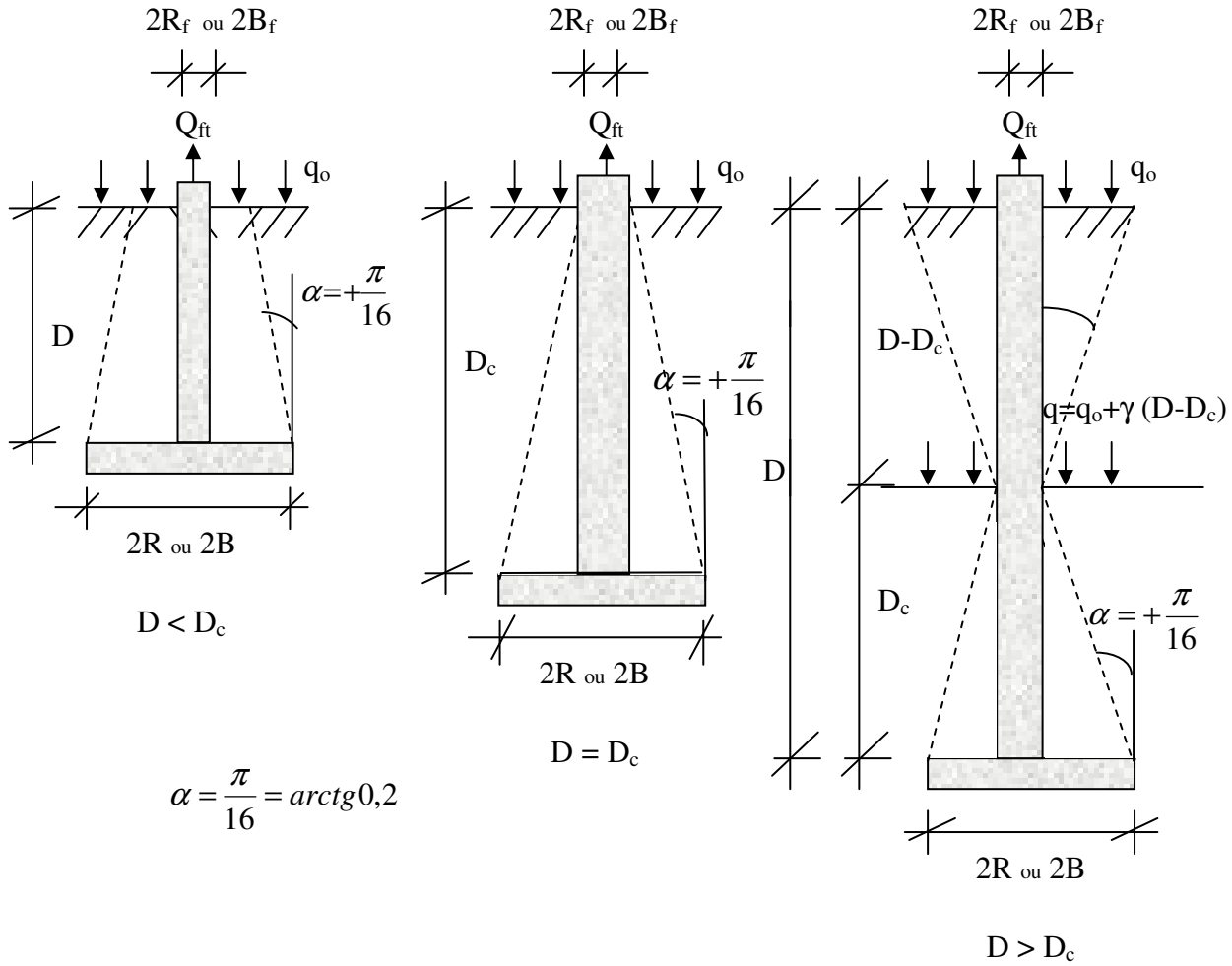


FIGURA 2.9 Superfície de Ruptura de Sapatas – Solos de 1ª Categoria

A capacidade de carga à tração é determinada da seguinte forma:

Para $D \leq D_c$:

$$Q_{ft} = p_b D \left[c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q \right] + P + (S_b - S_f) \gamma D \quad (2.32)$$

Para sapatas retangulares (ou quadradas), tomar $R = R_e = p_b/8$.

Para $D > D_c$:

$$Q_{ft} = Q_{ft(base)} + Q_{ft(fuste)} + P \quad (2.33)$$

A parcela da base – $Q_{ft(base)}$, será obtida por:

$$Q_{ft(base)} = p_b D_c \left[c M_{c1} + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma)_1 + [q_o + \gamma (D - D_c)] M_{q1} \right] + (S_b - S_f) \gamma D_c \quad (2.34)$$

Para sapatas retangulares (ou quadradas), tomar $R = R_e = p_b/8$.

A parcela do fuste – $Q_{ft(fuste)}$ será obtida por:

$$Q_{ft(fuste)} = p_b (D - D_c) \left[c M_{c2} + \gamma (D - D_c) (M_\phi + M_\gamma)_2 + q_o M_{q2} \right] \quad (2.35)$$

Para sapatas com fustes retangulares (ou quadrados), tomar $R = R_e = p_f/2\pi$.

2.6.5.2 SAPATAS EM SOLOS DE 2ª CATEGORIA

Na Fig. 2.10 estão apresentadas as superfícies de ruptura para sapatas nesta categoria de solo, para valores de D maiores ou menores que a profundidade crítica. Deve ser observado que quando $D > D_c$, o fuste atua como uma estaca isolada, com ângulo de ruptura $\alpha = -\phi/8$.

De modo semelhante às placas, a superfície cisalhante na base é teórica ou formada por porções cilíndricas, caso se tenha um formato circular ou retangular, respectivamente. A capacidade de carga à tração é determinada da seguinte forma:

Para $D < D_c$:

$$Q_{ft} = p_b D \left[c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q \right] + P + (S_b - S_f) \gamma D \quad (2.36)$$

Para sapatas retangulares (ou quadradas), tomar $R = R_e = p_f/2\pi$.

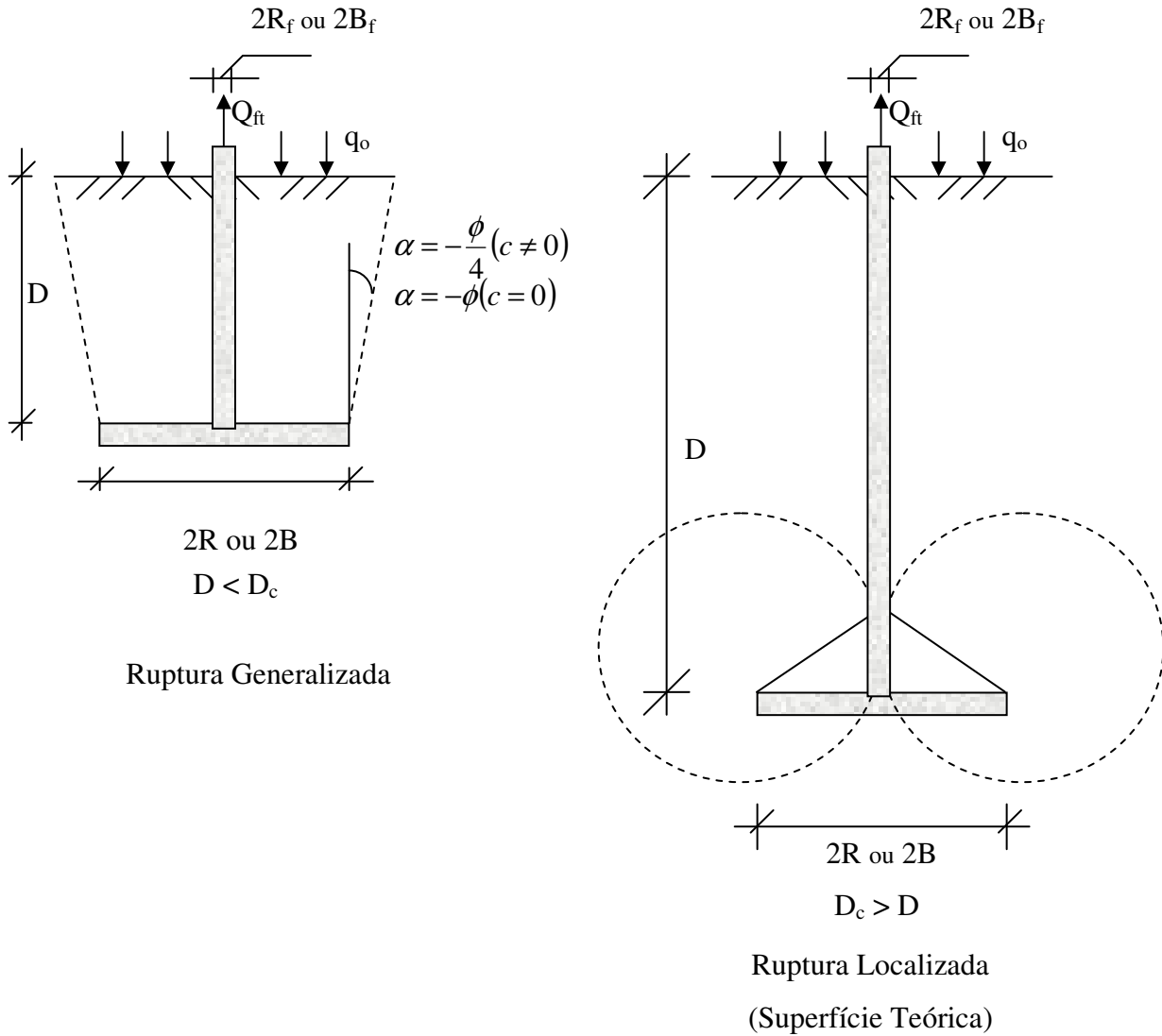


FIGURA 2.10 Superfície de Ruptura de Sapatas – Solos de 2ª Categoria

De forma análoga às placas, no caso de solos sem coesão (arenosos) onde o intercepto de coesão pode ser tomado como $c = 0$, experimentalmente é observado que o ângulo α aproxima-se do valor do ângulo ϕ (ângulo de atrito do solo), ou seja, $\alpha = -\phi$. Desta forma, os coeficientes M_c , M_ϕ e M_q se anulam restando apenas o coeficiente M_γ na Eq. 2.36, daí resultando:

$$Q_{ft} = p_b D^2 \gamma M_\gamma + P + (S_b - S_f) \gamma D \quad (2.37)$$

Para sapatas retangulares (ou quadradas), tomar $R = R_e = p/2\pi$.

Para $D > D_c$:

$$Q_{ft} = Q_{ft(base)} + Q_{ft(fuste)} + P \quad (2.38)$$

A parcela da base, $Q_{ft(base)}$, será obtida por:

$$Q_{ft(base)} = (S_b - S_f) m M (\gamma D \operatorname{tg} \phi + c) \quad (2.39)$$

O coeficiente, m , é determinado da seguinte forma:

- Quando $e < R - R_f$:

$$m = 1 - \frac{1}{2\pi} \operatorname{sen}^{-1} \frac{e}{R - R_f} \quad (2.40)$$

- Quando $e \geq R - R_f$:

$$m = 0,75 \quad (2.41)$$

O coeficiente, M , é obtido a partir da seguinte equação:

$$M = \frac{12\pi}{1 + 6\operatorname{tg} \phi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right) + 2 \times \frac{R_f}{R} \left(1 + \frac{6}{\pi} \operatorname{tg} \phi \right)} - 1,6 \cdot \left(1 - 1,9 \times \frac{R_f}{R} + 0,9 \times \frac{R_f^2}{R^2} \right) \quad (2.42)$$

A parcela do fuste, $Q_{ft(fuste)}$, será obtida por:

$$Q_{ft(fuste)} = p_b D \left[c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q \right] \quad (2.43)$$

Para sapatas com fustes retangulares (ou quadrados), tomar $R = R_e = p/2\pi$.

Na Fig. 2.8 são indicadas as curvas representativas da variação de Q_{ft} com a profundidade para os dois modos de ruptura propostos por esta metodologia. A interseção destas curvas ocorre quando $D = D_c$. Na prática, deverá ser adotado o menor entre os dois valores de capacidade de carga à tração, encontrados para os regimes de ruptura $D < D_c$ e $D > D_c$.

2.6.6 EXPRESSÕES DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO – TUBULÕES COM BASE ALARGADA

Neste caso, DANZINGER (1983) sugere utilizar um artifício que permita assimilar a forma da base ao modelo de cálculo para sapatas. Considerar, então, para efeito de cálculo, a metade da altura da base do tubulão (onde se desenvolve o alargamento) como sendo a espessura, e , da base da sapata.

2.6.7 EXPRESSÕES PARA CÁLCULO DO PESO ESPECÍFICO E ÂNGULO DE ATRITO INTERNO

O peso específico da areia, γ , varia com sua compactidade, e como estimativa é utilizada a seguinte expressão (SILVEIRA, 2002):

$$\gamma = \left[14,0 + \left(\frac{N_{SPT}}{2,5} \right) \right] [kN / m^3] \quad (2.44)$$

Na presença de nível de água, a Equação 2.44 passa a ser (SILVEIRA, 2002):

$$\gamma = \left\{ \left[14,0 + \left(\frac{N_{SPT}}{2,5} \right) \right] - 10,0 \right\} [kN / m^3] \quad (2.45)$$

O intercepto de coesão do solo, c , pode ser estimado como sendo igual a zero em solos arenosos. O ângulo de atrito interno, ϕ , pode ser estimado pela seguinte expressão, com resultado apresentado em graus (SILVEIRA, 2002):

$$\phi = 15 + \sqrt{20 \times N_{SPT}} \quad (2.46)$$

Na presença de nível de água, a Equação 2.46 passa a ser (SILVEIRA, 2002):

$$\phi = \left[\left(15 + \sqrt{20 \times N_{SPT}} \right) - 2 \right] \quad (2.47)$$

Após a definição de γ e ϕ a partir das equações acima (Eq. 2.44 a 2.47), os fatores de capacidade de carga M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q são obtidos através da formulação do método da Universidade de Grenoble conforme equações apresentadas no Capítulo 2 desta tese.

2.6.8 MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE GRENOBLE - RESUMO

Para os coeficientes de capacidade de carga ao arrancamento (M_c , $M_{\phi+\gamma}$ e M_q) podem ser obtidos pelas Equações 2.8 até 2.13 que mostram as variações não lineares. A aplicação de uma grande quantidade de equações que envolvem muitas variáveis é necessária para utilização desta metodologia (Figura 2.11). Porém, com o objetivo de simplificar a aplicação desta metodologia nas Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 são apresentadas as formulações deste capítulo de forma resumida. Para o cálculo da capacidade de carga à tração deverá ser utilizada a Tabela 2.1 para estacas, a Tabela 2.2 para placas e Tabela 2.3 para sapatas.

2.7 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo são apresentadas e discutidas as metodologias mais difundidas no cálculo da capacidade de carga à tração de fundações de LTs. Especial atenção é dada ao procedimento conhecido no meio técnico como “Método da Universidade de Grenoble”.

Este método é extremamente abrangente, envolvendo praticamente todos os tipos de fundações. Está fundamentado em um número elevado de ensaios em modelos reduzidos, de cujas observações a formulação da teoria se originou. Cabe ressaltar que hoje em dia, devido à grande confiabilidade alcançada através de numerosos estudos e ensaios, pode-se dizer que esse é o método mais empregado para verificação de capacidade de carga à tração em linhas de transmissão no Brasil, embora o Método do Cone seja ainda utilizado. Esta metodologia será utilizada no Capítulo 5 na definição do modelo determinístico para cálculo da capacidade resistente.

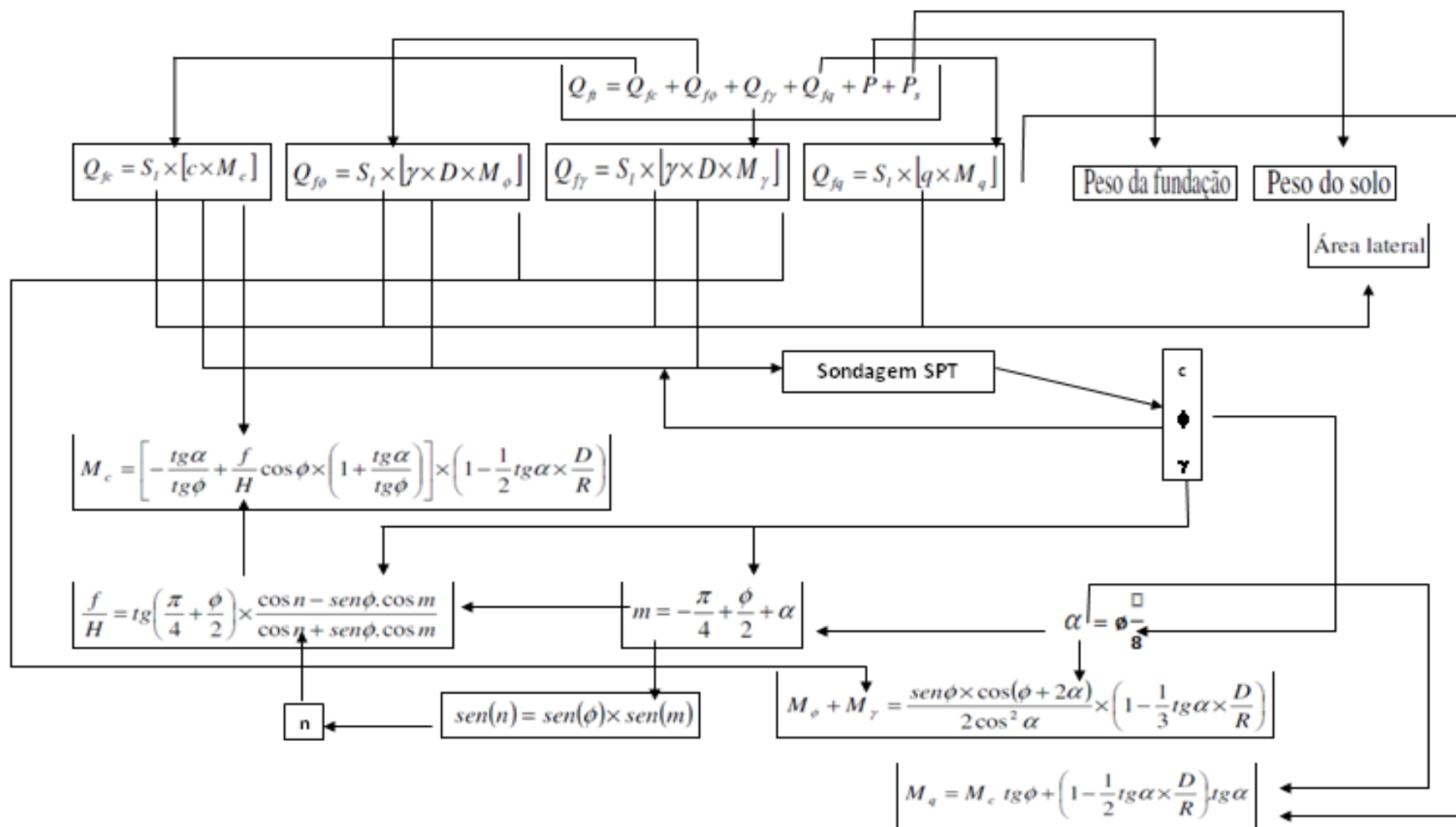


FIGURA 2.11 Fluxograma das Equações do Método de Grenoble

TABELA 2.1 Formulação para Capacidade de Carga à Tração pelo Método de Grenoble – Estacas

ESTACAS		
SEÇÃO	SOLO	
CILÍNDRICA	HOMOGÊNEO	ESTRATIFICADO
	$Q_{ft} = p D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P$	$Q_{ft} = \sum_{i=1}^n \{p_i D_i [c_i M_{ci} + \gamma_i D_i (M_\phi + M_\gamma)_i + q_i M_{qi}] + P_i\}$
PRISMÁTICA	$Q_{ft} = p D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P$ Adaptar com raio equivalente: $R_e = \frac{p}{2\pi}$	$Q_{ft} = \sum_{i=1}^n \{p_i D_i [c_i M_{ci} + \gamma_i D_i (M_\phi + M_\gamma)_i + q_i M_{qi}] + P_i\}$ Adaptar com raio equivalente: $R_e = \frac{p}{2\pi}$

Onde M_c , $M_{\phi+\gamma}$ e M_q , são calculados pelas Equações 2.8, 2.12 e 2.13, respectivamente.

TABELA 2.2 Formulação para Capacidade de Carga à Tração pelo Método de Grenoble – Placas

PLACAS		
SEÇÃO	SOLO	
CIRCULARES	$D < D_c$	$D \geq D_c$
	$Q_{ft} = p_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + S_b \gamma D$	$Q_{ft} = 5p_b R [c M_c + 5\gamma R (M_\phi + M_\gamma) + [q_o + \gamma (D - 5R)] M_q] + P + 5S_b \gamma R$
RETANGULARES OU QUADRADAS	$Q_{ft} = p_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + S_b \gamma D$ Adaptar com raio equivalente: $R_e = \frac{p_b}{8}$	$Q_{ft} = 5p_b R [c M_c + 5\gamma R (M_\phi + M_\gamma) + [q_o + \gamma (D - 5R)] M_q] + P + 5S_b \gamma R$ Adaptar com raio equivalente: $R_e = \frac{p_b}{8}$

TABELA 2.3 Formulação para Capacidade de Carga à Tração pelo Método de Grenoble – Sapatas

SAPATAS	
SOLO	
1ª CATEGORIA (ϕ ≤ 15º)	
D ≤ D _c	D > D _c
$Q_{ft} = p_b D \left[c M_c + \gamma D \left(M_\phi + M_\gamma \right) + q_o M_q \right] + P + \left(S_b - S_f \right) \gamma D$	$Q_{ft} = Q_{ft (base)} + Q_{ft (fuste)} + P$
2ª CATEGORIA (ϕ > 15º)	
D ≤ D _c	D > D _c
$Q_{ft} = p_b D \left[c M_c + \gamma D \left(M_\phi + M_\gamma \right) + q_o M_q \right] + P + \left(S_b - S_f \right) \gamma D$	$Q_{ft} = Q_{ft (base)} + Q_{ft (fuste)} + P$

3

PROJETO BASEADO EM CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

3.1 INTRODUÇÃO

As normas técnicas têm evoluído no sentido de oferecer um melhor tratamento de incertezas associadas às variáveis envolvidas no projeto. Tais normas vêm passando gradativamente de métodos determinísticos, para métodos semi-probabilísticos e também probabilísticos (DINIZ, 2006). Conforme visto no Capítulo 1, especificamente para as fundações de LTs, não existem normas nacionais e nem internacionais. Já as normas existentes para projeto de fundações, tanto nacionais quanto internacionais, seguem o formato dos coeficientes parciais, ou seja, o projeto semi-probabilístico.

A determinação dos coeficientes parciais nas normas semi-probabilísticas é feita através do procedimento denominado calibração da norma. Tal procedimento demanda níveis mais avançados, os quais por sua vez, requerem a descrição probabilística de todas as variáveis envolvidas. No caso mais específico de fundações de LTs estas variáveis correspondem

àquelas associadas à capacidade resistente da fundação e ao carregamento atuante. Conforme mencionado anteriormente, este trabalho se limita à descrição probabilística da resistência à tração de fundações de LTs para o desenvolvimento de normas técnicas no nível semi-probabilístico.

A evolução de normas técnicas para o projeto de fundações de LTs deverá necessariamente passar por um melhor tratamento das diversas incertezas envolvidas no problema.

Desta maneira, este capítulo é iniciado com uma discussão sobre os diversos tipos de incertezas e mais especificamente aquelas presentes no problema do projeto de fundações de LTs. Na sequência, o problema básico da confiabilidade estrutural é apresentado, ou seja, o problema da confiabilidade de componentes. Considerando-se a importância dos conceitos relativos à confiabilidade de sistemas no projeto de LTs, este tema também será brevemente discutido. Após a apresentação de elementos de confiabilidade de componentes e sistemas é apresentada a classificação dos níveis de métodos de confiabilidade, informação necessária para manutenção e desenvolvimento de normas técnicas. Este capítulo se encerra com a apresentação das principais recomendações incorporadas em normas técnicas nacionais e internacionais para fundações mais representativas para este trabalho.

3.2 INCERTEZAS

Um grande número de incertezas está presente no projeto de fundações de LTs. Estas incertezas podem estar relacionadas à variabilidade inerente das propriedades dos materiais (tensão de escoamento do aço, resistência a compressão do concreto, parâmetros geotécnicos do solo, etc.), da geometria das fundações (diâmetros de fustes, alargamento de bases, alturas de alargamentos de bases, profundidades de escavações, larguras das escavações, etc.), dos carregamentos atuantes (ação do vento, peso das torres, peso dos cabos e acessórios, sismos, neve, variação de temperatura, etc.) ou incertezas

epistemológicas, isto é, aquelas relacionadas à limitação do conhecimento. Nesta categoria estão os erros associados aos modelos de predição, erros amostrais e erros de avaliação. Estes erros podem ser reduzidos a partir da incorporação de mais informações sobre o problema em questão (DINIZ, 2006).

As incertezas podem ser modeladas como variáveis aleatórias. Neste processo, os modelos probabilísticos associados podem ser deduzidos a partir de dados coletados. Para tal finalidade, o histograma da quantidade de interesse é plotado e a distribuição de probabilidade é ajustada seja por inspeção ou por teste de aderência (ANG e TANG, 1975). Exemplos da aplicação deste procedimento serão vistos no Capítulo 5 desta tese. No cenário mais geral, as incertezas estão relacionadas tanto à variabilidade espacial ou temporal, ou ambas. A variabilidade de propriedades geotécnicas, no problema do projeto de fundações, é uma representação clara deste tipo de incerteza. A estratigrafia, que traduz em função da posição ao longo do terreno, tanto em plano quanto em profundidade, e do tempo são representativos desta variabilidade. Este é um problema bastante mais complexo e seu tratamento envolve a teoria dos campos aleatórios.

Conforme MELCHERS (1999), as incertezas podem ser classificadas como: físicas, de modelagem, estatísticas, fenomenológicas, de avaliação, de decisão e erros humanos.

3.2.1 INCERTEZAS FÍSICAS

Incertezas físicas são as associadas à natureza inerentemente aleatória das variáveis básicas do problema em questão.

No caso de projetos de fundações de LTs as seguintes variáveis podem ser mencionadas:

- Estratigrafia, que traduz a variabilidade de propriedades geotécnicas em função da posição ao longo do terreno, tanto em plano quanto em profundidade, e do tempo. Esta variabilidade pode ser traduzida pelo número de golpes N_{SPT} ao longo de um traçado;

- Propriedades mecânicas dos solos (resistência à compressão, peso específico, coesão, ângulo de atrito, ângulo de cone, coeficiente de recalque, tensão de atrito lateral, etc) que afeta diretamente no valor da capacidade de carga à tração;
- Geometria das fundações (diâmetros de fustes, alargamento de bases, alturas de alargamentos de bases, profundidades de escavações, larguras das escavações, cobrimento do concreto função da classe de agressividade adotada, etc.) que afeta diretamente a capacidade de carga à tração;
- Propriedades mecânicas do concreto utilizado na fundação (resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade, etc.);
- Propriedade mecânica do aço utilizado no concreto armado da fundação (tensão de escoamento do aço, módulo de elasticidade, etc.);
- Carregamento atuante (ação do vento, peso das torres, peso dos cabos e acessórios, sismos, neve, variação de temperatura, etc.).

3.2.2 INCERTEZAS DE MODELAGEM

Os problemas de engenharia requerem necessariamente a utilização de modelos que descrevam adequadamente o problema em questão. Estes modelos envolvem distintos níveis de refinamento, indo desde modelos simplificados a modelos mais refinados. A evolução computacional tem permitido reduzir as simplificações; a despeito da qualidade do modelo utilizado, erros estarão necessariamente associados às previsões de comportamento obtidas através de tais modelos.

Este tipo de incerteza envolve conhecimento prático a respeito do comportamento do sistema estrutura-solo em questão e dos carregamentos envolvidos no problema. O erro do modelo, relativo a um modelo matemático em particular, pode ser descrito em termos da distribuição de probabilidade da variável, X_m , definida como:

$$X_m = \frac{R}{M} \quad (3.1)$$

onde: R é um estimador do comportamento real e M é a resposta prevista usando o modelo em questão.

Para o problema da estimativa da capacidade de carga à tração de fundações de LTs esta quantificação é feita através de metodologias, como por exemplo, o Método de Grenoble (ver Capítulo 2). O erro associado a tais estimativas pode ser avaliado a partir da comparação das estimativas feitas pelo Método de Grenoble com aquelas obtidas em ensaios de tração de fundações de LTs, em escala real.

3.2.3 INCERTEZAS ESTATÍSTICAS

Este tipo de incerteza está associado ao erro de estimação da resposta de um componente estrutural decorrente de um reduzido número de observações. A descrição probabilística deste tipo de incerteza pode ser feita a partir da utilização de técnicas estatísticas, veja-se por exemplo ANG e TANG (1975).

Por motivos óbvios de custos na realização de ensaios em real grandeza, usualmente o número de ensaios realizados é limitado a um máximo de 10 por empreendimento. Assim como no problema da determinação de parâmetros geotécnicos, pode-se esperar que o número reduzido de resultados de ensaios de tração de fundações de LTs implique em erros estatísticos consideráveis na determinação da capacidade de carga à tração da fundação. Tais erros passariam a ser desprezíveis caso um grande número de ensaios estejam disponíveis.

3.2.4 INCERTEZAS FENOMENOLÓGICAS

Alguns eventos imprevistos são característicos quando se trata de efeitos de ordem fenomenológica. As previsões de comportamentos de ventos, enchentes, sismos nem

sempre podem ser caracterizados com certeza. A falta de conhecimento completo de todas as variáveis que influenciam este tipo de ocorrência gera um alto grau de incerteza na definição de tais efeitos. A falta de conhecimento técnico completo a respeito do problema no ato do projeto também afeta e alimenta este tipo de incerteza. Isso não quer dizer que as pessoas envolvidas não tenham informação ou experiência na área.

Um exemplo deste problema foi encontrado no projeto executivo da LT 500kV Tucuruí – Vila do Conde nos anos de 2001 e 2002 no estado do Pará (AZEVEDO, 2007). Neste projeto as sondagens foram realizadas em período seco e as fundações definidas para solo seco. Na época da construção após período de chuva o nível do lençol freático variou muito acima do previsto pela equipe de projeto. As fundações necessitaram ser substituídas gerando atraso de cronograma e prejuízo financeiro.

Subavaliações de ventos extremos, pesos próprios subestimados, sobrecargas existentes desconsideradas, combinações de carregamentos desprezadas também podem ser consideradas como este tipo de incerteza. Outro ponto de incerteza é o tempo em que a estrutura fica realmente exposta ao carregamento. O material componente da estrutura também deteriora com o tempo perdendo características mecânicas primordiais.

Também pode ser inserida aqui a utilização de novas tecnologias em desenvolvimento ou de tecnologias já consagradas utilizadas em ambientes diferentes.

Segundo KAMINSKY JÚNIOR (2007) é muito importante a consideração das incertezas fenomenológicas e de erros humanos, sempre que técnicas inovadoras são empregadas e fica evidente que para produzir uma avaliação da confiabilidade de um sistema estrutural é necessário lidar, de uma maneira quantitativa, com ambas incertezas a fim de que se possa fornecer resultados úteis em um processo de tomada de decisões.

3.2.5 INCERTEZAS DE AVALIAÇÃO

A partir de experiência subjetiva, avaliações e definições são executadas para quantificação dos fatores intervenientes na resposta de sistemas estruturais.

No caso de fundações de LTs, os critérios de aceitação prescrevem valores máximos para deslocamentos máximos e residuais verificados em ensaios a partir da experiência de profissionais da área (AZEVEDO, 2007).

3.2.6 INCERTEZAS DE DECISÃO

Estas incertezas estão associadas à decisão sobre a ocorrência ou não de um fenômeno em particular.

No caso de fundações de LTs, conforme mencionado em 3.2.5, os critérios de aceitação prescrevem valores máximos para deslocamentos máximos (50 mm) e residuais (25 mm) verificados em ensaios a partir da experiência de profissionais da área. É óbvio que a adoção de limites identifica a não conformidade, mas não representam necessariamente a ruína do componente em questão.

3.2.7 INCERTEZAS DEVIDO A ERROS HUMANOS

Estas incertezas estão associadas ao resultado da intervenção humana nas diversas etapas do problema em questão, por exemplo, no projeto, construção, manutenção e inspeção de uma estrutura.

No caso de projeto de fundações de LTs, tais incertezas estão associadas à intervenção humana na execução dos ensaios de campo para obtenção de parâmetros geotécnicos, na

interpretação dos resultados dos ensaios, nas definições de projeto, nos cálculos, na utilização das metodologias de cálculo, na manipulação de dados existentes, etc.

3.3 O PROBLEMA BÁSICO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

O problema básico da Confiabilidade Estrutural é o de garantir que a resistência, R , será superior ao efeito do carregamento, S , ao longo da vida útil da estrutura. Considerando-se que resistência e efeito do carregamento são variáveis aleatórias, a confiabilidade de uma estrutura deve ser medida em termos da probabilidade de sobrevivência, $P(R \geq S)$, ou da probabilidade de falha, $P(R < S)$. Se as distribuições de probabilidade de R e S forem conhecidas (Fig. 3.1), a probabilidade de falha P_f , para R e S contínuas e estatisticamente independentes (ANG e TANG, 1975), pode ser calculada através da seguinte expressão (ANG e TANG, 1990):

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (3.2)$$

onde $F_R(.)$ é a função de distribuição acumulada da variável R ; $f_S(.)$ é a função densidade de probabilidade (FDP) da variável S ; e a correspondente probabilidade de sobrevivência é $P_S = 1 - P_f$.

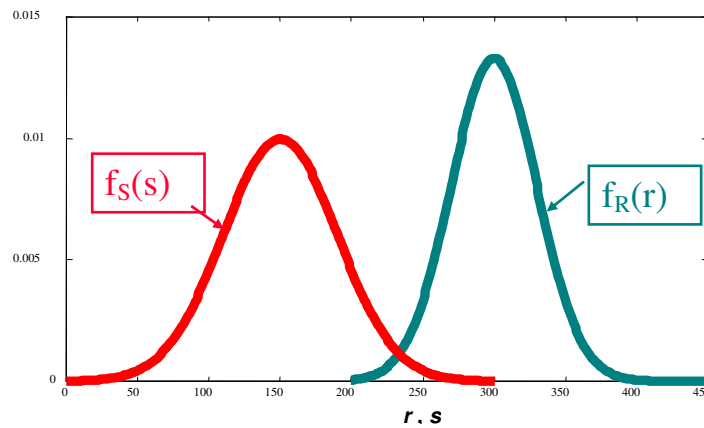


FIGURA 3.1 FDP para a resistência e o efeito do carregamento e região de sobreposição.

Se R e S são correlacionadas, então (ANG e TANG, 1990):

$$P_f = \int_0^\infty \int_0^s f_{R,S}(r,s) dr ds \quad (3.3)$$

Onde, $f_{R,S}(r, s)$, é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S .

Se as informações disponíveis sobre as incertezas associadas às variáveis básicas se limitarem à média e ao desvio padrão destas variáveis (e do coeficiente de variação, no caso de dependência estatística), o “First Order Second Moment” (FOSM) pode ser empregado (ANG e TANG, 1990).

No caso mais geral, resistência e efeito do carregamento são funções de várias variáveis aleatórias, denominadas variáveis básicas de projeto, X_i , e o problema deve ser formulado em termos das variáveis básicas. Para cada conjunto de valores destas variáveis é preciso definir se a estrutura falhou ou não. Para se definir o estado da estrutura, uma função de desempenho, $g(X)$ é usada, onde $X = (X_1, \dots, X_n)$ é o vetor de variáveis básicas. O desempenho limite pode ser definido como $g(X) = 0$, que é o “estado limite” da estrutura. Portanto, $g(X) > 0$ é o estado seguro e $g(X) < 0$ é o estado de falha. De posse das estatísticas das variáveis básicas e da correspondente função de desempenho, o índice de confiabilidade, β , pode ser calculado. No FOSM o índice de confiabilidade representa a menor distância do ponto mais provável de falha (ou ponto de projeto) à origem no sistema das variáveis reduzidas (Fig. 3.2). No caso mais geral, a definição do ponto mais provável de falha e o cálculo do índice de confiabilidade correspondente demandam a utilização de procedimentos iterativos largamente documentados na literatura pertinente à Confiabilidade Estrutural (ANG e TANG, 1990; MELCHERS, 1999).

No caso em que as distribuições de probabilidade requeridas possam ser especificadas, a probabilidade de falha P_f pode ser calculada via "First Order Reliability Method" (FORM) ou através da Simulação de Monte Carlo. Para variáveis que seguem distribuições normais, a relação entre P_f e o índice de confiabilidade, β , é dada pela seguinte expressão:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.4)$$

Onde, $\Phi(\cdot)$, é a função de distribuição acumulada da variável normal padrão. Para outros tipos de distribuição, funções normais equivalentes devem ser utilizadas.

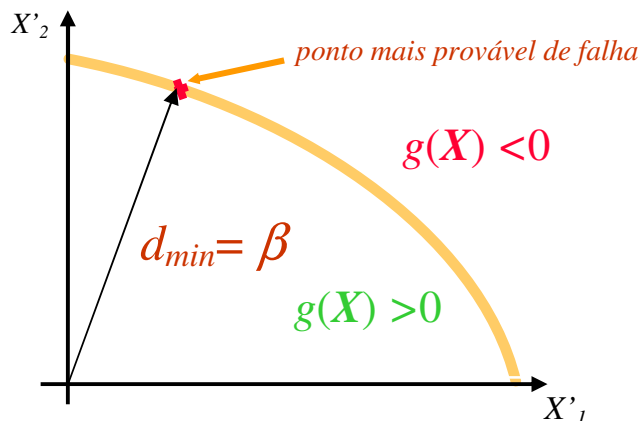


FIGURA 3.2 Definição geométrica do índice de confiabilidade.

3.4 CONFIABILIDADE DE SISTEMAS

O problema básico da confiabilidade estrutural apresentado no item anterior está associado ao problema da confiabilidade de componentes, ou seja, um único modo de falha e uma única condição de carregamento são considerados. Problemas de engenharia, contudo, frequentemente envolvem múltiplos modos de falha; isto é, podem existir vários modos de falha, nos quais a ocorrência de um destes modos constituirá falha do sistema. Por exemplo, um elemento estrutural pode falhar por flexão, ou cisalhamento, ou flambagem, ou uma combinação destes. Para um sistema estrutural multicomponente, falhas de diferentes componentes podem constituir diferentes modos de falha. Mais especificamente, no caso de fundações de LTs, falhas podem ser causadas por capacidade de carga inadequada ou deslocamentos excessivos ou ambos (AZEVEDO, 2007).

A confiabilidade de um sistema multicomponente será função da presença ou não de redundâncias. A falha de um componente de um sistema não-redundante implica na falha de todo o sistema. Em geral, a confiabilidade de um sistema é aumentada à medida que são adicionados componentes redundantes.

Um sistema estrutural pode se apresentar de modo geral em três formas: sistemas em série, sistemas em paralelo ou um sistema que é uma combinação dos dois primeiros.

Um sistema estrutural em série é composto por componentes nos quais sua falha implica na falha do todo. Cada componente estrutural é relacionado a um modo de falha. Ou seja, um sistema estrutural apresenta vários modos de falha os quais são os componentes deste sistema. Um sistema é composto de vários subsistemas e assim sucessivamente. A falha em um componente do subsistema menor implicará na falha de todo o sistema maior. Isto é o que se entende por sistema em série. Como exemplo, observe uma corrente constituída por diversos elos. O rompimento de um componente (elo) implica na falha do sistema corrente. Ao contrário do observado anteriormente, em sistemas em paralelo a falha em um componente nem sempre significa a falha do sistema devido às redundâncias presentes neste tipo de sistema. Segundo ANG e TANG (1990), muitos sistemas físicos que são compostos de múltiplos componentes podem ser classificados como sistemas conectados em séries, paralelos ou uma combinação destes dois. De forma geral, as falhas em eventos (por exemplo, nos casos de múltiplos modos de falha) podem ser representadas como eventos em série (união) ou em paralelo (interseção). Sistemas que são compostos ou componentes conectados em série (sistemas em série) são tais que a falha de qualquer um dos componentes ou mais de um constitui a falha do sistema; tais sistemas, portanto, não possuem redundância. Em outras palavras, a confiabilidade ou segurança deste tipo de sistema requer que nenhum dos componentes falhe.

A confiabilidade de um sistema multicomponente é essencialmente um problema envolvendo múltiplos modos de falha. A consideração de múltiplos modos de falha é fundamental para o problema da Confiabilidade de Sistemas.

Considere um sistema com k múltiplos modos de falha. Os diferentes modos de falha terão diferentes funções de desempenho. Suponha que as respectivas funções de desempenho podem ser representadas por:

$$g_j(X) = g_j(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad ; \quad j = 1, 2, \dots, k \quad (3.5)$$

Tal que o evento falha individual será:

$$E_j = [g_j(X) < 0] \quad (3.6)$$

E o complemento de E_j será o evento sobrevivência:

$$\bar{E}_j = [g_j(X) > 0] \quad (3.7)$$

A segurança de um sistema é o evento no qual nenhum dos k múltiplos modos de falha ocorrem, ou seja:

$$\bar{E} = \bar{E}_1 \cap \bar{E}_2 \cap \dots \cap \bar{E}_k \quad (3.8)$$

Inversamente, o evento falha será:

$$E = E_1 \cup E_2 \cup \dots \cup E_k \quad (3.9)$$

Teoricamente, portanto, a probabilidade de sobrevivência do sistema pode ser expressa como a integral:

$$p_S = \int \dots \int_{(\bar{E}_1 \cap \dots \cap \bar{E}_k)} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (3.10)$$

Por outro lado, a probabilidade de falha será:

$$p_F = \int \dots \int_{(E_1 \cup \dots \cup E_k)} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (3.11)$$

O cálculo da probabilidade de sobrevivência ou da probabilidade de falha de um sistema é geralmente complexo; aproximações são quase sempre necessárias. Neste intuito, limites superiores e inferiores destas probabilidades são úteis. Esta abordagem é tratada dentro dos conceitos e métodos dos Limites uni-modais e Limites bi-modais. Maiores detalhes sobre estes dois métodos está além do escopo deste trabalho e podem ser encontrados em ANG e TANG (1990) e MELCHERS (1999).

3.5 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

A Simulação de Monte Carlo pode ser utilizada tanto para problemas de análise de confiabilidade de componentes quanto para sistemas estruturais.

A Simulação de Monte Carlo envolve a repetição de um processo de simulação, usando em cada simulação um conjunto particular de valores das variáveis aleatórias pertinentes geradas de acordo com suas correspondentes distribuições de probabilidade. Através da repetição deste processo, uma amostra de realizações é obtida, cada uma correspondente a

um determinado grupo de valores das variáveis aleatórias. A amostra obtida via Simulação de Monte Carlo é similar a uma amostra obtida experimentalmente (ANG e TANG, 1990). Dois conjuntos de informações são necessários para a Simulação de Monte Carlo: (1) a relação determinística que descreve a resposta da estrutura (ou componente estrutural), e (2) as distribuições de probabilidades de todas as variáveis envolvidas no cálculo da resposta da estrutura. Um procedimento de grande importância na Simulação de Monte Carlo é a geração de números aleatórios correspondentes às distribuições de probabilidade prescritas. Procedimentos para geração de números aleatórios podem ser encontrados em ANG e TANG (1990).

A utilização da Simulação de Monte Carlo na avaliação de desempenho estrutural pode ser feita de duas maneiras:

- calculando as estatísticas (media, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta do sistema. Neste caso, inicialmente uma amostra da resposta da estrutura é obtida, e na sequência uma distribuição é ajustada a esta amostra e os parâmetros correspondentes são estimados;
- calculando a probabilidade de desempenho insatisfatório da estrutura. Neste caso, uma função de desempenho é estabelecida e uma amostra das possíveis realizações é simulada. O número de desempenhos insatisfatórios é contabilizado e a probabilidade de falha é obtida como a taxa de desempenhos insatisfatórios (número de desempenhos insatisfatórios/número de simulações).

3.6 NÍVEIS DOS MÉTODOS DE CONFIABILIDADE

A grande variedade de idealizações representadas por distintos modelos para a confiabilidade de estruturas, e as numerosas possibilidades para a combinação destas idealizações na análise de um determinado problema torna desejável a classificação dos distintos métodos de análise de confiabilidade em níveis (MADSEN et al., 1986). Os métodos de confiabilidade podem ser classificados em seis níveis, a saber:

Nível 0 – Métodos que usam o formato das tensões admissíveis (MADSEN et al., 1986; GALAMBOS, 1992; DINIZ, 2006). No método das tensões admissíveis todas as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um coeficiente de segurança. A condição dada pela Eq. (3.12) deve ser atendida.

$$\sigma \leq \sigma_{adm}; \quad \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{CS} \quad (3.12)$$

onde:

σ : tensão obtida pela teoria linear para as cargas máximas que podem ser esperadas durante a vida útil da estrutura;

σ_{adm} : tensão admissível;

σ_{lim} : tensão limite;

CS : coeficiente de segurança.

Existem muitas objeções a este modo de tratar o problema da segurança estrutural, tanto do ponto de vista científico, quanto probabilístico ou econômico, a saber (GALAMBOS, 1992):

- tensões e deformações nem sempre são lineares, por exemplo, a curva tensão-deformação do concreto é não-linear mesmo para baixas tensões;
- efeitos do tempo (fluência e retração do concreto), efeitos ambientais (corrosão do aço) e efeitos de taxa de carregamento introduzem não-linearidades no espaço e no tempo;
- efeito do carregamento e deformação nem sempre são lineares;
- comportamento carga-deformação pós-escoamento pode ser: dúctil, com grande ou pequena reserva de resistência, ou frágil;
- em algumas circunstâncias é necessário utilizar a capacidade de absorção de energia da região não-linear para resistir a terremotos ou a explosões;
- a chance de exceder o estado limite de início da não-linearidade depende da variabilidade das cargas, dos materiais e do modelo computacional utilizado. A confiabilidade dos elementos dentro da estrutura ou de diferentes estruturas pode então variar consideravelmente;

- novos materiais de construção e técnicas de projeto podem demandar anos de testes até que um fator de segurança possa ser definido;
- todas as cargas são assumidas como tendo a mesma variabilidade;
- a probabilidade de falha é desconhecida e o mesmo fator de segurança pode corresponder a distintas probabilidades de falha.

Nível 1 – Métodos que empregam um valor característico para cada valor “incerto” (MADSEN et al., 1986; GALAMBOS, 1992; DINIZ, 2006). No sentido de minorar as objeções relativas ao Método das Tensões Admissíveis, foi desenvolvido o Método dos Estados Limites também conhecido como formato do tipo LRFD (Load and Resistance Factor Design). Um estado limite é uma condição onde a estrutura ou elemento estrutural torna-se inadequado para desempenhar a função proposta. A idéia central deste critério é que as resistências devem ser minoradas (fator de minoração ϕ) e as cargas devem ser majoradas (fator de majoração γ). O formato geral deste critério de projeto é (GALAMBOS, 1992):

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (3.13)$$

onde $\phi < 1,0$ é o fator de minoração da resistência ou $\phi = 1 / \gamma_m$, $\gamma_m > 1,0$ é o fator do material.

O lado da resistência da Eq.(3.13) também pode ser expresso de várias maneiras, destacando-se dois formatos:

$$\text{Resistência minorada} = \phi R_n (f_y, f'_c, \dots) \quad (3.14)$$

$$\text{Resistência minorada} = R_n (\phi_s f_y, \phi_c f'_c, \dots) \quad (3.15)$$

onde ϕ_s e ϕ_c são os fatores de minoração da resistência do aço e do concreto, respectivamente.

O método dos estados limites também é conhecido como método semi-probabilístico. Os fatores de majoração das cargas e minoração da resistência são ajustados de tal maneira a se obter maior uniformidade do índice de confiabilidade β (ou da probabilidade de falha P_f),

considerado aceitável para uma determinada classe de estruturas. O processo de ajuste dos fatores ϕ e γ é conhecido como calibração da norma (DINIZ, 2006).

Nível 2 – Métodos do índice de confiabilidade (MADSEN et al., 1986; GALAMBOS, 1992; DINIZ, 2006). Estes métodos empregam dois valores para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros (usualmente covariância). A condição dada pela Eq. (3.16) deve ser atendida.

$$\beta \geq \beta_{adm} \quad (3.16)$$

onde:

β : índice de confiabilidade;

β_{adm} : índice de confiabilidade admissível.

Nível 3 – Métodos que empregam a probabilidade de falha da estrutura ou componente estrutural como medida de sua confiabilidade (MADSEN et al., 1986; GALAMBOS, 1992; DINIZ, 2006). Neste nível a função densidade de probabilidade das variáveis básicas é requerida. A condição dada pela Eq. (3.17) deve ser respeitada.

$$P_f \leq P_{f adm} \quad (3.17)$$

onde:

P_f : probabilidade de falha associada;

$P_{f adm}$: probabilidade de falha admissível.

Nível 4 – Este nível envolve elementos de confiabilidade e otimização (minimizar o custo total ou maximizar o benefício auferido ao longo da vida útil da estrutura) (DINIZ, 2006). É de consenso geral que o projeto ótimo de estruturas deve envolver não apenas estimativas de custos iniciais mas também todos os custos envolvidos ao longo da vida útil. O custo total ao longo da vida útil da estrutura, C_{VU} , é dado por:

$$C_{VU} = C_i + C_{insp} + C_r + C_d + C_f \quad (3.18)$$

onde C_i é o custo inicial, C_{insp} é o custo da inspeção, C_r é o custo do reparo, C_d é o custo de demolição ou retirada de serviço da estrutura e C_f é o custo associado à falha, sendo C_f dado por:

$$C_f = \sum_{i=1}^n P_{fi} \times C_{fi} \quad (3.19)$$

onde P_{fi} é a probabilidade de falha associada ao i -ésimo modo de falha e C_{fi} é o custo associado ao i -ésimo modo de falha (custo em decorrência de danos, perda de vidas humanas, perdas em decorrência da interrupção no fornecimento de energia elétrica, etc). Desta maneira, o problema de projeto é um problema de otimização sujeito a restrições quanto à confiabilidade da estrutura (DINIZ, 2006).

Nível 5 – Este nível incorpora o conceito do índice de qualidade de vida, conhecido do inglês como “Life Quality Index” (LQI) (Pandeya e Nathwanib, 2004). O índice de qualidade de vida pode ser deduzido rigorosamente a partir de conceitos econômicos e do bem estar humano. Tal índice pode ser utilizado de forma objetiva na determinação de metas nacionais no gerenciamento de riscos e na alocação de recursos escassos na mitigação de riscos.

3.7 NORMAS TÉCNICAS PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕES

3.7.1 INTRODUÇÃO

As normas técnicas têm evoluído no sentido de oferecer um melhor tratamento de incertezas associadas às variáveis envolvidas. Tais normas vêm passando gradativamente do formato das tensões admissíveis (métodos determinísticos) para o método dos estados limites (métodos semi-probabilísticos) e também projetos probabilísticos (DINIZ, 2006). Especificamente para as fundações de LTs, não existem normas nacionais e nem

internacionais. Nacionalmente, a norma brasileira de fundações ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações (ABNT, 2010), norma no nível 1, é utilizada como base. Internacionalmente, são mais utilizados e conhecidos dois procedimentos de projeto para LTs: a IEC 60826:2003 - *Design Criteria of Overhead Transmission Lines* em escala mundial (IEC, 2003) e o ASCE Manual 74:2010 - *Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading* (ASCE, 2010), mais conhecido e aplicado na América do Norte (EUA). Tanto o IEC 60826:2003 quanto o ASCE Manual 74:2010 consideram as teorias da confiabilidade de sistemas, ou seja, a LT é considerada um sistema em série.

3.7.2 NORMAS TÉCNICAS INTERNACIONAIS

Internacionalmente o IEC 60826 (2003) é o mais utilizado nos cálculos de Linhas de Transmissão. Esta norma fornece uma equação semi-probabilística de projeto em termos da carga limite que age sobre um componente e a resistência do componente. A equação de projeto (3.13) relaciona a resistência nominal, R_C , com os efeitos do carregamento, Q_T , para um período de retorno especificado de T -anos (o desejado nível de confiabilidade é alcançado tomando-se um dos três períodos de retorno especificados: 50, 100 ou 500 anos) através de um fator global de resistência, ϕ_R e um fator de uso γ_U (depende da utilização das torres em relação ao máximo vão de projeto)

$$\phi_R R_C \geq \gamma_U Q_T \quad (3.20)$$

ϕ_R é o fator de resistência que considera a coordenação de resistência (seqüência preferencial de falha), o número de componentes submetidos ao máximo efeito de carga e o nível de qualidade do componente ($\phi_R = \phi_S \phi_N \phi_Q \phi_C$). Onde, ϕ_S é o fator relacionado com coordenação de resistência entre diferentes componentes; ϕ_N é o fator relacionado ao número de componentes submetido ao máximo efeito de carga; ϕ_Q é o fator relacionado ao nível de qualidade; e ϕ_C é o fator relacionado a relação entre o limite de exclusão real e o valor igual a 10%.

A capacidade característica, R_C , é dada por $\phi_F R_n$, onde R_n , é a capacidade geotécnica do projeto obtida pelo cálculo analítico, numérico e/ou semi-empírico. Na ausência de resultados de ensaios, o fator ϕ_F é tomado igual a unidade. Caso resultados de ensaios em verdadeira grandeza estejam disponíveis, o coeficiente de tendência, ϕ_F , é obtido através da seguinte relação:

$$\phi_F = \frac{R_{C,\alpha}}{R_n} \quad (3.21)$$

onde, para um dado limite de exclusão, α , a capacidade, $R_{C,\alpha}$ é dada por:

$$R_{C,\alpha} = \bar{R}(1 - k_\alpha v_R) \quad (3.22)$$

sendo, $\bar{R}$ e v_R a média e o coeficiente de variação ($s_R / \bar{R}$, onde s_R é o desvio padrão) da capacidade de carga obtida experimentalmente para um tamanho de amostra finito, $n \geq 30$, e k_α é o coeficiente correspondente ao nível de exclusão selecionado (por exemplo, $k_\alpha = 1,28$ para o nível de exclusão de 10 %). Para um tamanho de amostra finito, $n < 30$, k_α deverá ser ajustado baseado na distribuição t-Student.

O ASCE Manual 74 (2010) utiliza um procedimento similar ao adotado no IEC 60826 (2003), podendo-se mencionar como distinção a adoção do valor de 5 % para o limite de exclusão (este limite é de 10 % para a IEC 60826 (2003)).

3.7.3 NORMAS TÉCNICAS NACIONAIS

Nos projetos de fundações executados no Brasil, a verificação ao estado limite último deve atender simultaneamente à norma de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2003 e a norma de fundações ABNT NBR 6122:2010, além da norma de ações e segurança nas estruturas ABNT NBR 8681:2003. Pela ABNT NBR 6122:2010, existem atualmente duas maneiras de se introduzir segurança: pelo método das cargas admissíveis (fator de segurança global) e pelo método dos estados limites (fatores parciais de segurança).

A norma NBR 6122:2010 trata dos critérios gerais que regem o projeto e a execução de fundações de todas as estruturas convencionais da engenharia civil, compreendendo: residências, edifícios de uso geral, pontes, viadutos, etc. Obras especiais, como plataformas *offshore*, LTs, etc., são também regidas por esta norma no que for aplicável, todavia obedecendo às normas específicas para cada caso particular (NBR 6122:2010). No caso brasileiro ainda não existe norma específica para fundações de LTs. No item 6.2.2.1.1, apresenta uma equação para determinação da resistência obtida por método semi-empírico. O fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0. Quando se reconhecem regiões representativas, o cálculo da resistência característica por método semi-empírico baseado em ensaio de campo, pode ser determinado pela expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left[\frac{(R_{c,cal})_{med}}{\varepsilon_1}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\varepsilon_2} \right] \quad (3.23)$$

Onde:

$R_{c,k}$ é a resistência característica;

$(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ε_1 e ε_2 são fatores de minoração da resistência (Ver Tabela 3.1)

TABELA 3.1 Fatores de minoração da resistência (NBR 6122:2010)

<i>n</i>	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ε_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ε_2	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

Já no seu item 6.2.2.1.2, apresenta uma equação para determinação da resistência obtida por provas de carga executadas na fase de elaboração do projeto, levando em consideração os resultados e o número de testes executados em campo. O fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 1,6. Quando em uma mesma região representativa

for realizado um número maior de provas de carga, a resistência característica pode ser determinada pela expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left[\frac{(R_{c,cal})_{med}}{\varepsilon_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\varepsilon_4} \right] \quad (3.24)$$

Onde:

$R_{c,k}$ é a resistência característica;

$(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ε_3 e ε_4 são fatores de minoração da resistência (Ver Tabela 3.2)

TABELA 3.2 Fatores de minoração da resistência (NBR 6122:2010)

n^a	1	2	3	4	5
ε_3	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00
ε_4	1,14	1,10	1,05	1,02	1,00
^a n = número de provas de carga de mesmas características, por região representativa de terreno					

3.7.4 TENDÊNCIAS PARA O DESENVOLVIMENTO DE NORMAS TÉCNICAS PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕES DE LTs

O desenvolvimento de normas técnicas para o projeto de fundações de LTs, no formato semi-probabilístico ou probabilístico, requer a utilização dos conceitos e métodos da confiabilidade estrutural (ANG e TANG, 1990; MELCHERS, 1999), e por sua vez, a descrição estatística dos carregamentos atuantes e da resistência da fundação. Em âmbito nacional, estudos de confiabilidade estrutural na área de LTs têm sido conduzidos, por exemplo, MENEZES (1988), MENEZES e SILVA (2000), MENEZES e SILVA (2003) e KAMINSKY Jr (2007); porém usualmente tais estudos se limitam à descrição probabilística dos carregamentos atuantes e da capacidade resistente das estruturas

metálicas de suporte. Ademais, os raros estudos brasileiros sobre fundações de LTs, dentro do contexto da confiabilidade estrutural, ficam limitados ao tratamento de fundações comprimidas, por exemplo, VELOZO (2010). Internacionalmente, conceitos probabilísticos vêm sendo aplicados a estruturas de fundações de LTs, por exemplo, KULHAWY et al. (2004) e CIGRÈ (2008). Apesar dos refinamentos já atingidos tanto em nível nacional quanto internacional, os procedimentos normativos ainda apresentam pouca informação relativa ao projeto de fundações, em especial às fundações tracionadas e à caracterização da variabilidade dos parâmetros envolvidos em projeto.

A evolução de normas técnicas para o projeto de fundações de LTs deverá necessariamente passar por um melhor tratamento das diversas incertezas envolvidas no problema. Distintos caminhos podem ser vislumbrados para a incorporação do tratamento probabilístico destas incertezas. Dentre estes caminhos encontram-se aqueles voltados para a utilização da teoria de campos aleatórios (BAKER e CALLE, 2006), ou aqueles que envolvem a combinação de procedimentos analíticos e experimentais. A teoria de campos aleatórios embora mais rigorosa, apresenta grande dificuldade de aplicação em termos práticos; por outro lado a combinação de procedimentos analítico-experimentais se apresenta como procedimento viável para o tratamento de problemas de grande complexidade. Veja-se como exemplo o projeto baseado em confiabilidade a partir da utilização de banco de dados de estruturas sujeitas ao carregamento de vento (DINIZ e SIMIU, 2005).

3.8 RESUMO DO CAPÍTULO

Um grande número de incertezas está presente no projeto de fundações de LTs. Estas incertezas podem estar relacionadas à variabilidade inerente das propriedades dos materiais, da geometria das fundações, dos carregamentos atuantes ou incertezas epistemológicas, isto é, aquelas relacionadas à limitação do conhecimento. Nesta última categoria estão os erros associados aos modelos de predição, erros amostrais e erros de avaliação.

Devido à presença de incertezas a segurança de uma fundação de LT só pode ser garantida em termos da probabilidade de sobrevivência, $P(R \geq S)$. O cálculo da probabilidade de falha, P_f , ou da probabilidade de sobrevivência, P_s , requer o conhecimento das distribuições $f_R(r)$ e $f_S(s)$, ou da distribuição conjunta $f_{R,S}(r,s)$. Na prática, esta informação usualmente não está disponível ou é difícil de ser obtida devido à insuficiência de dados.

A grande variedade de idealizações representadas por distintos modelos para a confiabilidade de estruturas, e as numerosas possibilidades para a combinação destas idealizações na análise de um determinado problema, torna desejável a classificação dos distintos métodos de análise de confiabilidade em níveis. Dentre os seis níveis apresentados, as normas atuais para o projeto de fundações estão no nível 0 (tensões admissíveis) e/ou no nível 1 (estados limites). Embora, nos dias atuais haja uma tentativa para a implementação de um código modelo probabilístico (JCSS, 2006), pode-se esperar que a aceitação de tal código seja ainda bastante limitada no meio técnico nacional e internacional. Independente do nível selecionado para a atualização de uma dada norma (nível 1 ou superior), a evolução de normas técnicas para o projeto de fundações de LTs deverá necessariamente passar por um melhor tratamento das diversas incertezas envolvidas no problema.

O princípio de um método de confiabilidade é justificado em termos de um método de nível mais elevado. Desta maneira, um método de nível 1 pode ser justificado no nível 2 (método do índice de confiabilidade), no qual o método de nível 1 deve fornecer um índice de confiabilidade que é próximo a um valor objetivo, $\beta_{objetivo}$. Um método de nível 1 também pode ser justificado no nível 3 (método da probabilidade de falha), no qual o método de nível 1 deve fornecer uma probabilidade de falha próxima a um valor objetivo, $p_{f(objetivo)}$. Os parâmetros de um dado método são então determinados por calibração para aproximar o nível mais elevado. O Método dos Estados Limites nas novas normas de dimensionamento são rotineiramente calibrados pelos métodos do nível 2 ou nível 3 (Métodos Probabilísticos) (DINIZ, 2006). Portanto, qualquer que seja a finalidade das estimativas de probabilidades de falha, seja para implementação do nível 3 ou calibração de nível 1,

informação relativa à distribuição de probabilidade da capacidade resistente da fundação, $f_R(r)$, será requerida.

Distintos caminhos podem ser vislumbrados para a incorporação do tratamento das incertezas pertinentes ao problema da definição da capacidade de carga da fundação. Dentre estes caminhos encontram-se aqueles voltados para a utilização da teoria de campos aleatórios (JCSS, 2006), ou aqueles que envolvem a combinação de procedimentos analíticos e experimentais. A teoria de campos aleatórios embora mais rigorosa, apresenta grande dificuldade de aplicação em termos práticos; por outro lado a combinação de procedimentos analítico-experimentais se apresenta como procedimento viável para o tratamento de problemas de grande complexidade, conforme já implementado em outras áreas da engenharia. Esta segunda alternativa será adotada no presente trabalho com vistas à descrição probabilística da capacidade de carga à tração de fundações de LTs. Assim, no próximo capítulo é apresentado um vasto banco de dados compreendendo informações necessárias à caracterização geotécnica do terreno (sondagens SPT) e ensaios de tração em verdadeira grandeza de fundações de LTs em solo arenoso.

4

BANCO DE DADOS: SONDAJENS E ENSAIOS DE TRAÇÃO EM FUNDAÇÕES DE LTs

4.1 INTRODUÇÃO

Na grande maioria das linhas de transmissão (onde não existam restrições ambientais e de topografia), a incidência de torres estaiadas é bem maior do que as autoportantes. Isto ocorre devido ao menor peso e conseqüentemente menores custos das torres estaiadas. Tais torres apresentam um ou dois mastros e quatro estais. Desta maneira, a grande maioria das fundações de uma linha de transmissão é de estais, cujo esforço solicitante é de tração. Deve-se observar também que as fundações de torres autoportantes em algum momento de sua vida útil estarão sob ação do esforço de tração (por exemplo, o esforço de vento sempre traciona duas fundações e comprime as outras duas). Adicionalmente, o esforço de tração é a solicitação que controla o dimensionamento destas fundações. Apesar da importância

da solicitação de tração no projeto e desempenho de LTs, os estudos relativos a fundações tracionadas são escassos; a maior parte dos estudos das fundações leva em conta apenas a compressão, por exemplo (VELOZO, 2010).

Para a utilização das formulações de cálculo da resistência à tração de fundações de LTs, como já exposto no Capítulo 2, é necessária a determinação dos parâmetros de resistência geotécnica, a saber, ângulo de atrito interno, ϕ , e intercepto de coesão, c , e o peso específico do solo, γ . Em projetos de fundações de LTs, no mais das vezes, a determinação destes parâmetros é feita via expressões (ver Equações 2.44 até 2.47) que se valem de resultados de sondagens a percussão (SPT) executados na extensão da LT. Estes resultados para c , ϕ e γ , por sua vez, são utilizados nas formulações para o cálculo da capacidade de carga à tração de fundações de LTs.

Como também já mencionado no Capítulo 1, normalmente nos empreendimentos de LTs, é utilizado um número reduzido de sondagens SPT para determinação dos parâmetros geotécnicos (em média uma sondagem SPT a cada 5 km e sondagens a trado nas demais estruturas). É interessante observar que a distância média entre torres é de 400 metros, o que implica uma sondagem a percussão a cada 12 torres. Desta maneira pode-se esperar que erros estatísticos consideráveis afetem os resultados decorrentes de tal determinação.

Conforme já observado no Capítulo 3 o projeto de fundações de LTs necessariamente tem que lidar com um grande número de incertezas de caráter tanto inerente quanto epistemológico. Desta maneira, nos projetos de fundações de LTs decisões são tomadas a despeito do conhecimento incompleto. Utilizar ferramentas que levem em consideração os efeitos destas incertezas é, portanto, fundamental para o desenvolvimento de projetos seguros.

Consideradas as incertezas presentes tanto na determinação dos parâmetros geotécnicos quanto nos modelos utilizados para a estimativa da capacidade de carga à tração de fundações de LTs fica claro a necessidade da verificação de tais estimativas via execução

de ensaios de tração em fundações de LTs. Tais ensaios devem ser realizados em protótipos em escala real, sendo os resultados assim obtidos comparados aos resultados teóricos.

Por motivos óbvios de custos na realização de ensaios em real grandeza, usualmente o número de ensaios realizados é limitado a um máximo de 10 por empreendimento. Assim como no problema da determinação de parâmetros geotécnicos, pode-se esperar que o número reduzido de resultados de ensaios de tração de fundações de LTs implique em erros estatísticos consideráveis na determinação da capacidade de carga à tração da fundação.

Observa-se assim que uma das grandes limitações para o desenvolvimento e validação de metodologias de projeto de fundações tracionadas de LTs é o número reduzido de dados, sejam eles relativos a sondagens ou a ensaios de tração em escala real. Desta maneira, um dos principais objetivos deste trabalho foi a elaboração de um vasto banco de dados compreendendo: (i) 948 pontos de sondagens SPT, correspondendo a um total de 8812 resultados, dos quais 2844 somente para as profundidades de 2,00, 3,00 e 4,00 m (os critérios adotados para a interrupção do ensaio são aqueles apresentados pela NBR 6484:2001, daí resultando um número variável de dados relativos a N_{SPT} para cada ponto de sondagem, entretanto informações relativas a N_{SPT} para as profundidades de 2,00, 3,00 e 4,00 m foram obtidas para todos os pontos); e (ii) 738 ensaios de tração em verdadeira grandeza de fundações de LTs em solo arenoso de um mesmo empreendimento.

A seguir será apresentado o banco de dados base deste estudo composto de sondagens SPT e ensaios à tração de fundações em verdadeira grandeza em solos arenosos.

4.2 ENSAIOS DE TRAÇÃO EM FUNDAÇÕES

4.2.1 APARELHAGEM DO ENSAIO

O dispositivo de aplicação de carga é constituído por um equipamento (“macaco”) hidráulico, alimentado por bombas elétricas ou manuais, atuando contra um sistema de reação estável. O macaco hidráulico tem capacidade mínima de 600 kN e curso de êmbolo compatível com os deslocamentos máximos esperados (100 mm) entre o topo da fundação e o sistema de reação.

A viga ou tripé de reação possui resistência e rigidez para suportar com segurança a carga máxima de 600 kN. Esta viga deverá estar apoiada sobre o solo através de sapatas projetadas com capacidade de carga à compressão ao menos 1,5 vezes maior que as máximas cargas previstas nos ensaios. A tensão transmitida ao solo pelas sapatas de reação foi compatibilizada com a capacidade superficial do solo local em termos de resistência e deformação. Quando necessário a sapata deve ser aumentada (ver ensaio à tração de fundações de estais de torres estaiadas na Figura 4.1).

No teste de fundações são realizadas medições das cargas aplicadas e dos deslocamentos axiais no ponto de ligação com o equipamento de ensaio. As cargas aplicadas são perfeitamente axiais à ligação e medidas por manômetro instalado no sistema de alimentação do dispositivo hidráulico (“macaco”). O manômetro utilizado deve apresentar uma capacidade de leitura que não ultrapasse 25 % à máxima carga prevista no ensaio de carga e ter graduação que permita uma precisão mínima de 2,5 kN. O conjunto “macaco” hidráulico, bomba hidráulica, manômetro/célula de carga é calibrado e apresenta certificado de calibração atualizado.



FIGURA 4.1 Ensaio de Tração em Fundação de Estai

Os deslocamentos axiais do topo da haste são medidos simultaneamente através de dois defletômetros instalados em eixos ortogonais (Figura 4.2). Os defletômetros têm no mínimo 50 mm de curso e permitem leituras diretas de 0,01mm. Por segurança, os possíveis movimentos laterais no ponto de ligação do equipamento com a fundação são continuamente acompanhados para verificar eventual introdução de esforços adicionais. Os defletômetros são fixados em vigas de referência com rigidez compatível com a sensibilidade das medidas e livre de eventuais movimentos do terreno. Para tanto, são simplesmente apoiadas em ambas extremidades, em peças fixadas ao solo, fora da área de influência da movimentação do solo por ação dos deslocamentos e aplicação das cargas.

Importante verificar a presença de erros de medição devido à existência de sistema fechado. A fundação é tracionada, mas os pés do tripé reagem comprimindo parte da região de arrancamento.

4.2.2 CARGAS E CRITÉRIOS DE ENSAIO

As cargas aplicadas nos ensaios das fundações são solicitações axiais de tração. As cargas são aplicadas até o máximo de deslocamento permitido para a fundação (20 mm, que corresponde a 10% da menor dimensão). É anotada a carga correspondente. Esta é considerada como a carga de ruptura da fundação.

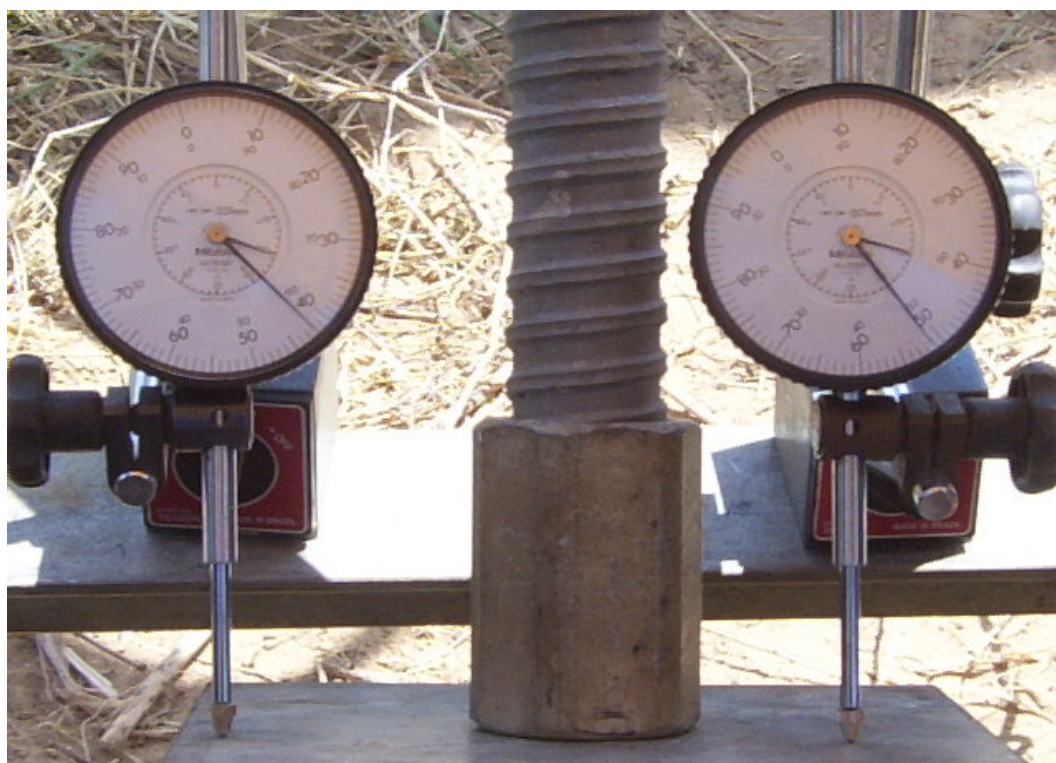


FIGURA 4.2 Medida dos deslocamentos

4.2.3 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

A fundação a ser ensaiada estava devidamente documentada. Os registros incluem detalhadamente: sua geometria, seu método de execução e as propriedades dos materiais constitutivos.

As características do solo onde foi executada a fundação submetida à prova de carga foram determinadas com base em sondagens à percussão (SPT). Nenhum ensaio de laboratório foi disponibilizado, sendo todos os parâmetros geotécnicos definidos através de correlações da mecânica dos solos clássica.

Antes do início do primeiro ciclo de cargas, é aplicada preliminarmente 10 % da carga máxima de projeto (carga de ajuste) para fins de acomodação inicial de folgas, ajustes e verificações dos equipamentos durante aproximadamente 1 minuto. Todos os deslocamentos, para todos os ciclos de carga, passam a ser medidos a partir dessa referência isto é, caso necessário os defletômetros são zerados com a carga de ajuste aplicada.

As cargas são aplicadas em estágios sucessivos entre 30 e 40 kN dependendo da capacidade de leitura do manômetro, até atingir a carga máxima de tração prevista no ciclo de carga em um intervalo aproximado de 10 minutos.

Para medida dos deslocamentos são utilizados dois defletômetros e avaliado o valor médio entre os dois. As leituras de referência para início dos ensaios são executadas 1 minuto após a aplicação da carga de ajuste, desde que tenha havido estabilização. Os estágios sucessivos entre 30 e 40 kN são mantidos durante aproximadamente 1 minuto efetuando-se em cada estágio as leituras dos deslocamentos. A carga máxima de tração prevista no ciclo de carga é mantida durante 6 minutos. São efetuadas 3 leituras, uma imediatamente após atingir a carga máxima e outras duas vezes, em intervalos de 2 minutos. O descarregamento é iniciado após a realização da última leitura de deslocamentos referente a carga máxima de tração prevista no ciclo de carga em fundações onde a ruptura não é evidenciada e sim limitada pelo deslocamento máximo admissível de 20 mm (10% da menor dimensão da fundação). As leituras são efetuadas em intervalos de 1 minuto. As leituras dos deslocamentos residuais não fazem parte deste estudo.

4.3 LOCAIS DOS ENSAIOS

Numa extensão de LTs de 750 km foram escolhidos 246 locais de implantação de torres em solos arenosos cujas sondagens SPT eram conhecidas num número de 948 ensaios SPT. As fundações já haviam sido executadas e foram escolhidas aleatoriamente três fundações das quatro executadas por local, totalizando 738 ensaios.

4.4 BANCO DE DADOS

4.4.1 INTRODUÇÃO

Na maioria dos empreendimentos de LTs é observado um pequeno número de sondagens SPT e ensaios de tração. Na prática nacional, usualmente, são realizadas sondagens SPT em média a cada 5 km de LT. Para entender melhor estes números é interessante observar que a distância média entre torres é de 400 metros, o que implica uma sondagem a percussão a cada 12 torres. Para validação do projeto, ensaios de tração são executados antes do início do empreendimento, porém numa escala bem reduzida (média de 10 ensaios por empreendimento). Para este estudo foram executadas em aproximadamente 750 km de LT 948 sondagens SPT (média de 1,3 sondagem/km, ou seja, em cada 5km, 6,5 sondagens) e 738 ensaios de tração (muitíssimo superior aos 10 ensaios usuais).

Os dados acima referidos, sondagens SPT e ensaios de tração, possibilitaram a formação de um banco de dados constituído de valores de número de golpes N_{SPT} por profundidade em cada ponto de sondagem bem como valores máximos de capacidade à tração de fundações de LTs em solos arenosos determinados nos ensaios de tração. Estes dados servirão de base para a descrição probabilística da resistência à tração de fundações de LTs.

4.4.2 SONDAGENS SPT

As informações relativas às sondagens SPT são sumarizadas nas Figuras 4.3 a 4.5, onde são apresentados os perfis com número de golpes, N_{SPT} , de todas as torres com sondagens a

percussão, para profundidades de assentamento de 2,00, 3,00 e 4,00 metros, respectivamente. Nestas figuras, no eixo horizontal estão indicadas as numerações sequenciais das torres e no eixo vertical o número de golpes, N_{SPT} . Observando-se estes resultados fica claro que a resistência do solo aumenta com o aumento da profundidade. Para uma melhor visualização desta variação a Figura 4.6 apresenta a superposição dos resultados de N_{SPT} apresentados nas Figuras 4.3 a 4.5.

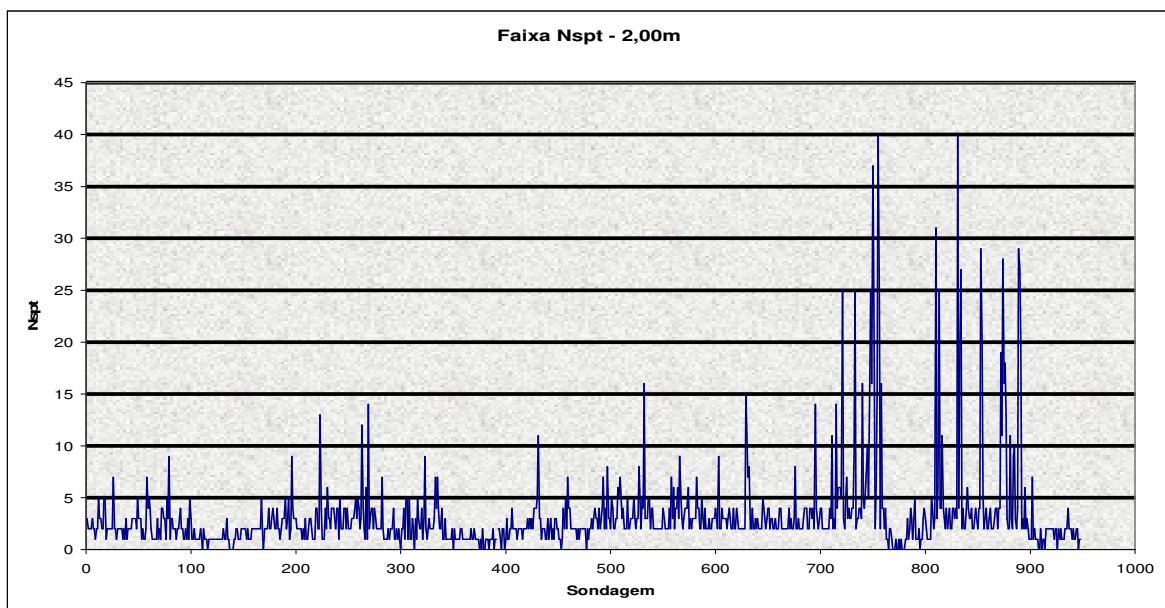


FIGURA 4.3 Perfil N_{SPT} a 2,00 metros de profundidade

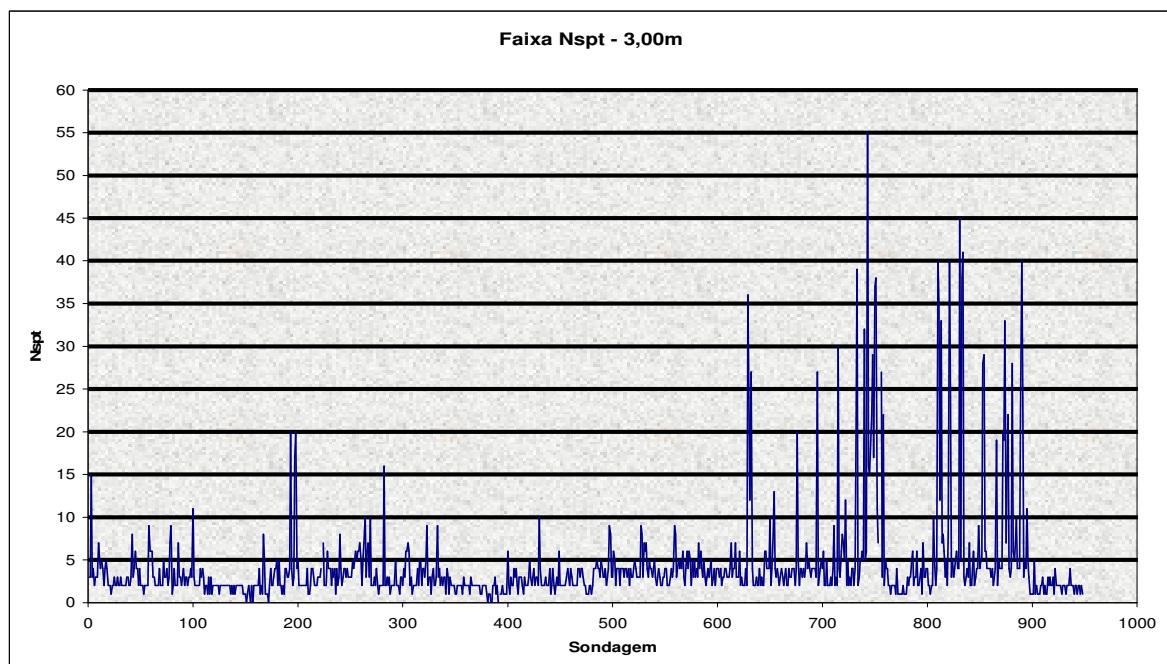


FIGURA 4.4 Perfil N_{spt} a 3,00 metros de profundidade

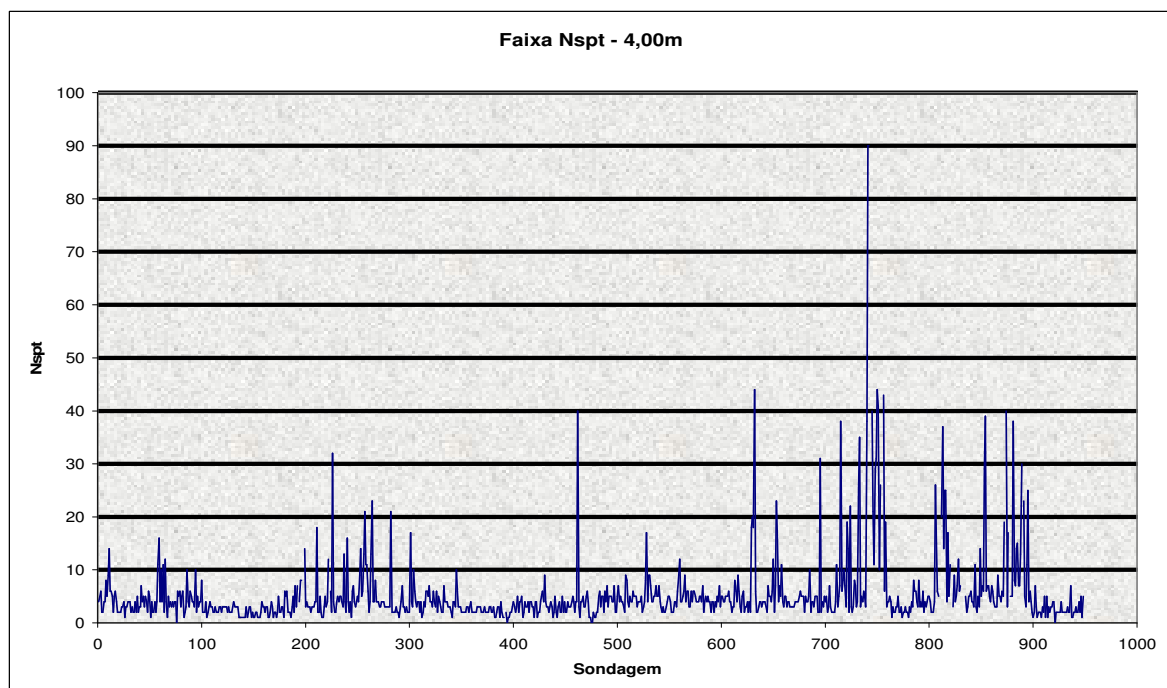


FIGURA 4.5 Perfil N_{spt} a 4,00 metros de profundidade

A Figura 4.6 apresenta a superposição dos resultados de N_{SPT} a 2,00, 3,00 e 4,00 metros. Como pode ser observado, a resistência do solo aumenta com a profundidade.

Nos solos existe uma variabilidade espacial nas direções vertical e horizontal que influencia e deve ser levada em conta. Este fato dificulta bastante a extrapolação e/ou previsão de resultados.

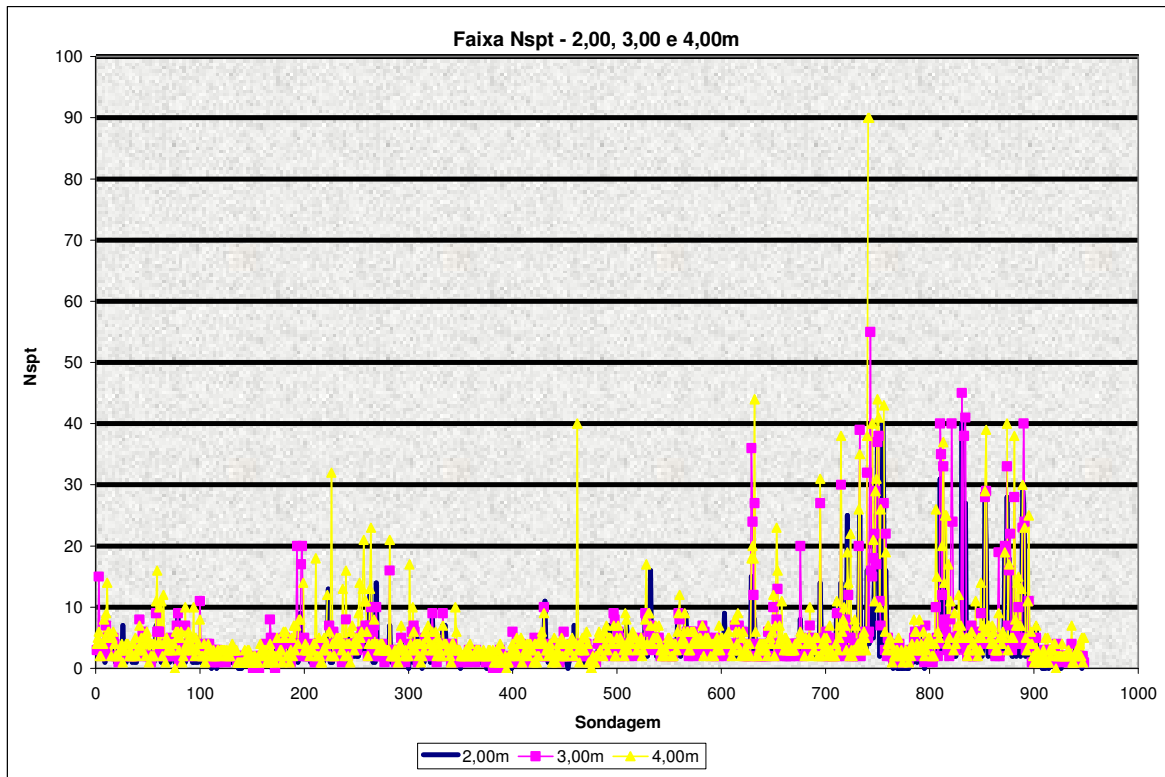


FIGURA 4.6 Perfil N_{SPT} a 2,00, 3,00 e 4,00 metros de profundidade

4.4.3 CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO

Para o presente estudo foram avaliadas fundações em sapatas de concreto armado assentadas a uma profundidade de 3,00 metros. Para aplicação das formulações da metodologia da Universidade de Grenoble para a capacidade de carga à tração são necessários o peso específico, γ , o intercepto de coesão, c , e o ângulo de atrito, ϕ , (ver as Equações apresentadas no Capítulo 2, Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3). Para obtenção destas

informações são utilizadas expressões que levam em consideração as informações relativas ao número de golpes, N_{SPT} . A variabilidade do número de golpes SPT, N_{SPT} , afeta diretamente γ , c e ϕ e, conseqüentemente, a capacidade de carga das fundações. As equações 2.44 a 2.47 são as expressões utilizadas para este fim e não pertencem à Metodologia de Grenoble.

Na Tabela 4.1 são apresentados os resultados dos ensaios de tração em LTs para o empreendimento em questão. Na primeira coluna está a numeração sequencial das torres; na segunda, terceira e quarta colunas, a capacidade de carga da fundação, R_{TESTE} , para os ensaios A, B e C, respectivamente; na quinta coluna o valor médio da capacidade de carga, $R_{TESTE_Méd}$, (média dos ensaios A, B e C); e por fim na sexta coluna a profundidade do nível da água.

Tabela 4.1 – Resultados dos Ensaio à Tração das Fundações

TORRE	PROFUNDIDADE (m)				Nível d'água (m)
	3,00				
	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	
	ENSAIOS				
A	B	C			
1	34,54	35,55	34,56	34,88	9,00
2	33,37	35,65	34,43	34,48	10,00
3	42,23	44,55	45,43	44,07	-
4	34,35	35,66	33,87	34,63	4,56
5	35,66	36,09	35,96	35,90	3,97
6	33,45	33,65	33,87	33,66	6,87
7	34,04	35,77	33,99	34,60	-
8	35,65	34,56	33,54	34,58	-
9	34,88	34,86	34,05	34,60	-
10	38,88	37,33	37,09	37,77	-
11	35,97	35,88	35,99	35,95	-
12	35,45	36,13	35,78	35,79	-
13	35,96	35,99	35,98	35,98	-
14	35,53	36,31	35,68	35,84	-
15	33,00	33,73	33,89	33,54	2,09
16	35,43	36,22	35,18	35,61	-
17	36,09	36,99	35,58	36,22	5,07
18	35,44	36,02	35,67	35,71	-
19	33,72	33,68	33,33	33,58	-
20	33,66	33,62	33,27	33,52	8,47
21	33,63	33,59	33,24	33,49	-
22	33,60	33,56	33,21	33,46	8,90
23	34,57	34,53	34,18	34,43	-
24	34,54	34,50	34,15	34,40	-
25	33,99	35,60	34,46	34,68	-
26	34,44	34,65	34,99	34,69	2,16
27	34,41	33,43	34,59	34,14	-
28	34,55	34,99	34,87	34,80	-
29	34,55	34,65	34,65	34,62	3,63
30	34,32	33,33	34,78	34,14	-
31	35,00	34,88	33,99	34,62	-
32	33,00	33,06	33,21	33,09	-
33	33,57	33,03	33,18	33,26	2,68
34	33,54	33,00	33,15	33,23	7,26
35	33,51	32,97	33,12	33,20	8,49
36	33,48	32,94	33,09	33,17	3,00
37	33,45	35,01	34,77	34,41	5,19
38	33,98	34,55	35,06	34,53	-
39	34,44	34,65	34,99	34,69	2,67
40	34,41	33,43	34,59	34,14	-
41	35,00	35,67	35,17	35,28	-
42	38,08	37,83	37,59	37,83	2,08
43	35,66	33,09	34,59	34,45	-
44	36,24	35,42	34,97	35,54	-
45	37,03	37,02	37,05	37,03	3,98
46	36,21	34,72	35,95	35,63	-
47	35,26	36,12	34,99	35,46	-
48	35,03	35,02	35,05	35,03	7,20
49	35,20	35,52	35,33	35,35	-
50	36,27	37,26	35,29	36,27	5,78

Tabela 4.1 – Resultados dos Ensaio de Tração das Fundações (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)				Nível d'água (m)
	3,00				
	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	
	ENSAIOS				
A	B	C			
51	36,21	37,20	35,23	36,21	-
52	36,18	37,17	35,20	36,18	-
53	36,15	37,14	35,17	36,15	-
54	36,12	37,11	35,14	36,12	-
55	36,09	37,08	35,11	36,09	-
56	36,06	37,05	35,08	36,06	-
57	36,03	37,02	35,05	36,03	-
58	39,08	38,99	39,32	39,13	1,36
59	37,66	37,78	37,96	37,80	-
60	37,54	37,51	37,82	37,62	-
61	37,23	37,70	37,74	37,56	-
62	33,21	35,56	34,99	34,59	-
63	34,05	34,98	34,56	34,53	-
64	33,40	33,75	33,51	33,55	-
65	33,34	33,69	33,45	33,49	-
66	33,81	33,66	33,42	33,63	-
67	33,98	33,63	33,39	33,67	-
68	35,67	36,02	35,44	35,71	-
69	35,38	36,14	35,40	35,64	-
70	35,32	36,08	35,34	35,58	-
71	35,29	36,05	35,31	35,55	-
72	36,26	37,02	36,28	36,52	-
73	35,84	33,99	34,05	34,63	-
74	34,55	34,26	34,85	34,55	-
75	34,33	36,32	35,35	35,33	-
76	34,32	34,67	34,08	34,36	-
77	33,90	34,29	34,77	34,32	-
78	38,87	37,34	38,76	38,32	-
79	39,23	38,57	39,55	39,12	-
80	34,14	34,90	34,16	34,40	-
81	34,11	34,87	34,13	34,37	-
82	33,88	35,82	36,71	35,47	-
83	34,38	33,67	33,40	33,82	-
84	34,32	33,61	33,34	33,76	-
85	34,29	33,58	33,31	33,73	-
86	38,27	37,58	38,95	38,27	2,50
87	34,55	33,99	34,90	34,48	-
88	34,33	34,01	34,87	34,40	-
89	34,20	33,49	33,22	33,64	-
90	34,99	34,75	33,99	34,58	-
91	34,83	35,32	35,99	35,38	1,72
92	34,29	33,58	33,31	33,73	-
93	34,81	34,77	33,88	34,49	-
94	33,99	34,93	34,05	34,32	-
95	34,20	33,49	33,22	33,64	-
96	35,62	34,55	33,89	34,69	-
97	35,55	34,84	33,77	34,72	-
98	35,06	34,58	35,76	35,13	-
99	33,99	34,07	35,02	34,36	2,36
100	40,98	40,43	40,82	40,74	1,68

Tabela 4.1 – Resultados dos Ensaio de Tração das Fundações (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)				Nível d'água (m)
	3,00				
	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	
	ENSAIOS				
A	B	C			
101	33,87	35,00	35,66	34,84	6,43
102	33,87	33,05	34,34	33,75	-
103	33,84	33,99	34,28	34,04	-
104	33,91	33,96	34,25	34,04	7,03
105	33,88	33,93	34,22	34,01	4,50
106	33,85	33,90	34,19	33,98	-
107	34,99	35,65	34,95	35,20	-
108	34,55	34,77	34,55	34,62	-
109	35,06	35,09	35,55	35,23	-
110	34,44	34,65	34,99	34,69	-
111	33,32	32,87	33,66	33,28	-
112	33,29	33,84	33,63	33,59	-
113	33,26	33,81	33,77	33,61	-
114	33,23	32,78	33,07	33,03	-
115	33,99	34,45	34,98	34,47	-
116	33,71	33,95	33,67	33,78	-
117	33,87	34,67	35,09	34,54	-
118	34,41	33,43	34,59	34,14	-
119	34,38	33,40	33,37	33,72	-
120	34,32	33,34	33,31	33,66	-
121	34,29	33,31	33,28	33,63	-
122	34,26	33,28	33,25	33,60	6,16
123	34,23	33,25	33,22	33,57	-
124	34,20	33,22	33,19	33,54	-
125	34,17	33,19	33,16	33,51	-
126	34,14	33,16	33,13	33,48	-
127	34,11	33,13	33,10	33,45	-
128	34,41	34,99	33,07	34,16	-
129	34,35	34,93	33,01	34,10	-
130	34,32	34,90	32,98	34,07	-
131	34,29	34,87	32,95	34,04	-
132	34,26	34,84	32,92	34,01	-
133	34,23	34,81	32,89	33,98	-
134	34,20	34,78	32,86	33,95	-
135	34,17	34,75	32,83	33,92	-
136	34,14	34,72	32,80	33,89	-
137	34,60	34,68	33,63	34,30	-
138	34,54	34,62	33,57	34,24	-
139	34,51	34,59	33,54	34,21	-
140	34,48	34,56	33,51	34,18	1,00
141	34,45	34,53	33,48	34,15	-
142	34,42	34,50	33,45	34,12	-
143	34,39	34,47	33,42	34,09	-
144	34,36	34,44	33,39	34,06	-
145	34,33	34,41	33,36	34,03	-
146	35,47	36,46	34,12	35,35	-
147	35,41	36,40	34,06	35,29	-
148	35,38	36,37	34,03	35,26	-
149	35,35	36,34	34,00	35,23	-
150	35,32	36,31	33,97	35,20	-

Tabela 4.1 – Resultados dos Ensaio de Tração das Fundações (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)				Nível d'água (m)
	3,00				
	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	
	ENSAIOS				
A	B	C			
151	35,29	36,28	33,94	35,17	-
152	35,26	36,25	33,91	35,14	-
153	35,23	36,22	33,88	35,11	-
154	35,20	36,19	33,85	35,08	-
155	35,39	35,88	34,19	35,15	-
156	35,33	35,82	34,13	35,09	-
157	35,30	35,79	34,10	35,06	-
158	35,27	35,76	34,07	35,03	-
159	35,24	35,73	34,04	35,00	-
160	35,21	35,70	34,01	34,97	-
161	35,18	35,67	33,98	34,94	-
162	35,15	35,64	33,95	34,91	-
163	35,12	35,61	33,92	34,88	-
164	35,14	35,70	33,86	34,90	-
165	35,08	35,64	33,80	34,84	-
166	35,05	35,61	33,77	34,81	-
167	36,92	36,58	36,74	36,75	-
168	34,99	35,55	34,71	35,08	-
169	34,96	35,52	33,68	34,72	-
170	34,93	35,49	33,65	34,69	4,19
171	34,90	35,46	33,62	34,66	4,13
172	34,87	35,43	33,59	34,63	8,67
173	35,01	35,60	33,54	34,72	-
174	36,77	36,04	34,56	35,79	4,36
175	34,55	34,99	34,56	34,70	2,37
176	34,69	35,60	34,33	34,87	-
177	34,55	35,06	34,87	34,83	-
178	35,66	35,99	34,65	35,43	-
179	35,87	35,66	34,58	35,37	6,80
180	35,98	35,93	34,07	35,33	-
181	34,71	35,55	34,07	34,78	-
182	34,65	35,49	35,01	35,05	-
183	34,62	35,46	33,98	34,69	6,78
184	34,59	35,43	33,95	34,66	-
185	34,56	35,40	33,92	34,63	2,91
186	34,53	35,37	33,89	34,60	4,19
187	34,50	35,34	33,86	34,57	4,76
188	35,23	35,99	34,50	35,24	-
189	35,43	35,56	34,65	35,21	-
190	34,80	34,80	34,07	34,56	-
191	34,78	34,76	34,35	34,63	-
192	35,31	35,64	34,65	35,20	4,80
193	47,27	48,58	47,95	47,93	-
194	35,62	35,63	34,45	35,23	-
195	33,44	33,65	33,99	33,69	
196	35,80	34,66	34,65	35,04	
197	46,37	46,62	46,06	46,35	-
198	48,11	48,43	48,08	48,21	-
199	35,93	36,02	34,78	35,58	-
200	36,05	36,21	36,73	36,33	

Tabela 4.1 – Resultados dos Ensaio de Tração das Fundações (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)				Nível d'água (m)
	3,00				
	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	
	ENSAIOS				
A	B	C			
201	34,99	34,15	33,67	34,27	
202	33,96	33,12	33,64	33,57	-
203	33,93	33,09	33,61	33,54	7,95
204	33,90	33,06	33,58	33,51	-
205	33,87	33,03	33,55	33,48	-
206	33,84	33,40	33,52	33,58	4,00
207	33,81	33,97	33,49	33,75	-
208	33,78	33,94	33,46	33,72	-
209	35,80	35,06	34,58	35,15	-
210	33,84	33,03	32,55	33,14	3,70
211	33,81	32,86	32,41	33,03	2,10
212	33,80	33,44	33,49	33,58	2,90
213	35,87	35,78	34,99	35,55	2,80
214	35,55	35,76	34,92	35,41	-
215	34,54	34,50	34,15	34,40	6,43
216	34,51	34,47	34,12	34,37	3,21
217	34,48	34,44	34,09	34,34	3,49
218	34,45	34,41	33,06	33,97	4,59
219	33,88	34,84	35,45	34,72	1,52
220	34,88	33,86	35,05	34,60	6,17
221	34,98	34,06	34,85	34,63	-
222	35,50	35,67	34,90	35,36	-
223	35,48	35,06	34,55	35,03	-
224	38,27	37,58	38,95	38,27	-
225	33,66	33,62	33,27	33,52	-
226	33,63	33,59	33,24	33,49	-
227	33,60	33,56	33,21	33,46	-
228	35,57	35,53	35,68	35,59	-
229	35,44	35,99	34,52	35,32	5,51
230	35,32	35,98	34,83	35,38	-
231	35,87	35,65	34,74	35,42	3,41
232	33,75	33,43	33,79	33,66	7,30
233	35,80	35,61	34,72	35,38	2,52
234	33,99	35,00	34,09	34,36	-
235	35,67	34,91	35,33	35,30	-
236	33,48	33,34	33,09	33,30	5,42
237	34,76	35,99	34,74	35,16	-
238	33,87	33,51	33,66	33,68	-
239	35,67	34,83	34,18	34,89	-
240	38,44	38,98	37,89	38,44	4,77
241	35,08	36,02	34,33	35,14	-
242	33,42	33,59	33,52	33,51	-
243	35,77	34,55	34,54	34,95	8,24
244	35,11	36,12	35,06	35,43	2,41
245	35,00	36,39	34,87	35,42	7,38
246	34,44	34,81	33,99	34,41	-

4.5 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo foi enfatizada a importância do desenvolvimento de maiores estudos relativos ao projeto de fundações de LTs sujeitas a esforços de tração. Em decorrência das diversas incertezas de caráter inerente e epistemológico que afetam tal problema, o desenvolvimento de metodologia para o projeto de fundações de LTs sujeitas a esforços de tração depende em muito de dados obtidos em campo. Tais dados contemplam sondagens SPT e ensaios de tração em real grandeza. As sondagens SPT são utilizadas na determinação dos parâmetros geotécnicos do terreno, que por sua vez são utilizados em modelos para estimativa da capacidade de carga à tração da fundação. Já os ensaios de tração em real grandeza servem para validação da metodologia empregada na estimativa da capacidade de carga. Usualmente, o número de dados disponíveis tanto para sondagens quanto para ensaios de tração é reduzido, daí resultando erros estatísticos consideráveis.

Assim, uma das grandes limitações para o desenvolvimento e validação de metodologias de projeto de fundações tracionadas de LTs é o número reduzido de dados, sejam eles relativos a sondagens ou a ensaios de tração em escala real. Desta maneira, um dos principais objetivos deste trabalho foi a elaboração de um vasto banco de dados compreendendo: (i) 948 pontos de sondagens SPT, correspondendo a um total de 8812 resultados; e (ii) 738 ensaios de tração em verdadeira grandeza de fundações de LTs em solo arenoso de um mesmo empreendimento. Este banco de dados foi apresentado via figuras (sondagens SPT) e tabelas (capacidade de carga à tração).

Estes dados servirão para os cálculos das estatísticas das variáveis pertinentes (média, desvio padrão, coeficiente de variação, valores máximos e mínimos) que serão desenvolvidos no próximo capítulo. Portanto, a partir dos dois bancos de dados, sondagens SPT (definição das variáveis aleatórias presentes no modelo para determinação da capacidade de carga à tração) e ensaios de tração (“realidade”), no próximo capítulo as análises dos resultados dos ensaios realizados serão apresentadas com vistas à descrição

probabilística da capacidade de carga à tração. Para isso, serão apresentados a descrição probabilística de erro do modelo adotado e a descrição probabilística da resistência à tração de fundações de LTs.

5

DESCRIÇÃO PROBABILÍSTICA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

5.1 INTRODUÇÃO

A descrição probabilística da capacidade de carga à tração de fundações de LTs pode ser feita via analítica, numérica, experimental ou combinações destes procedimentos. Nos dois primeiros procedimentos um modelo determinístico que descreva a capacidade de carga à tração a partir de dados de entrada (coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo) e a descrição probabilística das variáveis de entrada são requeridos. O procedimento analítico é viável apenas em poucas situações como, por exemplo, para funções lineares e variáveis normais, conforme discutido em ANG e TANG (1975). Já a via numérica, através da utilização da Simulação de Monte Carlo, se apresenta como uma alternativa viável. Entretanto, a sua utilização fica condicionada à disponibilidade das distribuições de

probabilidade associadas aos dados de entrada (coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo).

Conforme discutido no Capítulo 2, o método desenvolvido pela Universidade de Grenoble (BIAREZ e BARRAUD, 1968) é o mais empregado para verificação de capacidade de carga à tração em LTs no Brasil e também no exterior. O método de Grenoble envolve um grande número de expressões matemáticas para a determinação da capacidade de carga à tração da fundação de LT (no caso específico de sapatas, Equações 2.32 a 2.43).

Para a utilização das equações do Método de Grenoble é necessário o conhecimento dos parâmetros de resistência geotécnica, a saber, ângulo de atrito interno, ϕ , e intercepto de coesão, c , bem como o peso específico do solo, γ . Em projetos de fundações de LTs, no mais das vezes, uma vertente analítico-experimental é utilizada para obtenção destes parâmetros. Este procedimento envolve a combinação de expressões matemáticas que têm como dados de entrada os resultados de sondagens a percussão (SPT) no terreno em estudo. Assim, são executadas sondagens SPT na extensão da LT e tais resultados (número de golpes SPT, N_{SPT}) são utilizados para determinação dos parâmetros do solo (ϕ , c e γ).

Este capítulo se inicia com a discussão da variabilidade de N_{SPT} e a consequente variabilidade nos parâmetros geotécnicos do terreno. Estes dados servirão para os cálculos das estatísticas (média, desvio padrão, coeficiente de variação, valores máximos e mínimos) das variáveis pertinentes (ϕ , c e γ) que serão desenvolvidos neste capítulo. Portanto, a partir dos bancos de dados apresentados no Capítulo 4, sondagens SPT e ensaios de tração em fundações de LT em escala real, neste capítulo tais dados são analisados com vistas à descrição probabilística da capacidade de carga à tração da fundação de LT. A partir da comparação de resultados analíticos (Método de Grenoble) e experimentais (ensaios em real grandeza) define-se a variável aleatória *erro do modelo*. Tais informações são então utilizadas para a descrição probabilística da resistência à tração de fundações de LTs. Finalmente são tecidos comentários com vistas à utilização destas informações no projeto de fundações baseado em confiabilidade.

5.2 VARIABILIDADE DE N_{SPT}

As informações relativas às sondagens SPT estão sumarizadas nas Figuras 4.3 a 4.6, onde são apresentados os perfis de sondagens, N_{SPT} , versus ponto de sondagem, para as seguintes condições: (i) conjunto de dados para profundidade de assentamento (2,00 m) da sapata; (ii) conjunto de dados para 3,00 m; (iii) conjunto de dados para 4,00 m; e (iv) conjunto total de dados N_{SPT} . A observação destas figuras indica que: (1) conforme esperado, a resistência do solo é função da profundidade (quanto maior a profundidade maior a resistência do solo); (2) a média associada à variável N_{SPT} não se mantém constante ao longo do traçado (isto é observado para todas as três profundidades investigadas); (3) uma observação similar também pode ser feita quanto aos valores máximos de N_{SPT} (para a profundidade de 2,00 m observa-se que o valor máximo (pico) de N_{SPT} das torres 1 a 700 é de aproximadamente 15; para as torres de 701 a 948, picos entre 25 e 30 são observados, e em raras instâncias, N_{SPT} atinge 40 golpes; a mesma tendência é observada para as profundidades de 3,00 e 4,00 m).

Conforme visto pelas Figuras 4.3 a 4.6, a variável N_{SPT} pode ser descrita por um processo estocástico. Na tentativa de se obter a função marginal desta variável os histogramas para N_{SPT} são apresentados nas Figuras 5.1 a 5.4, correspondendo respectivamente a: (i) todos os resultados de sondagens em distintas profundidades do terreno (8812 dados); (ii) N_{SPT} para a profundidade de 2,00 m; (iii) N_{SPT} para a profundidade de 3,00 m; (iv) N_{SPT} para a profundidade de 4,00 m. Dada a variabilidade de N_{SPT} como função da profundidade, o histograma da Figura 5.1 é apresentado apenas como referência.

Uma análise mais adequada é feita a partir da consideração da variabilidade correspondente a cada uma das três profundidades. Os histogramas representados nas Figuras 5.1 a 5.4 indicam claramente que o problema tratado corresponde a um processo não-gaussiano, observando-se a não simetria do histograma e uma cauda superior bastante pronunciada. Tais figuras também apresentam a sobreposição de uma distribuição de valores extremos do tipo I (EVI ou Gumbel). A verificação, via teste do χ^2 indica que a distribuição EVI é

um modelo aceitável para a descrição de N_{SPT} , para o nível de significância, α , de 10%. Entretanto, para os níveis de significância de 5% e 1% o teste do χ^2 rejeita a distribuição EVI como modelo aceitável para a descrição de N_{SPT} . Prosseguindo-se na análise destes resultados, observações adicionais podem ser feitas para as Figuras 5.1 a 5.4. Por exemplo, para a Figura 5.3 observa-se que a EVI subestima a probabilidade de N_{SPT} igual a 3, superestima as probabilidades associadas ao intervalo $6 \leq N_{SPT} \leq 9$, e, na prática despreza as probabilidades associadas a N_{SPT} maior que 12 (observe-se que, rigorosamente, a variável N_{SPT} é uma variável discreta).

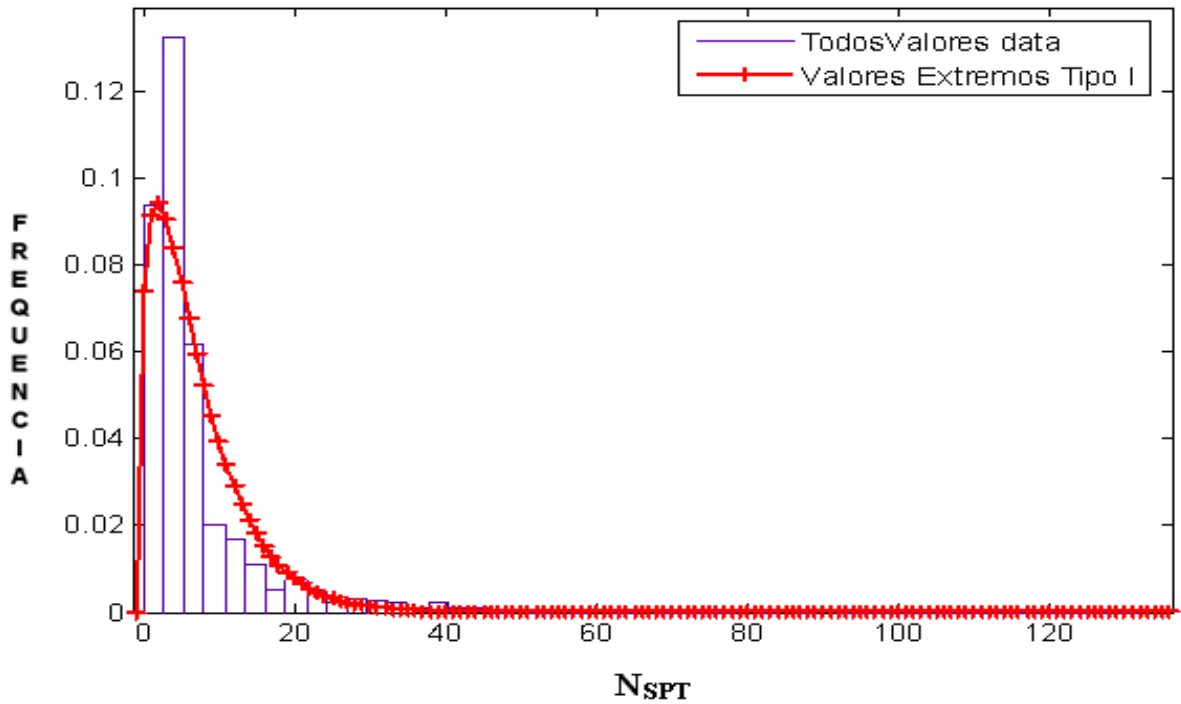


FIGURA 5.1 Histograma N_{SPT} (conjunto total de dados) e sobreposição de distribuição de Valores Extremos Tipo I.

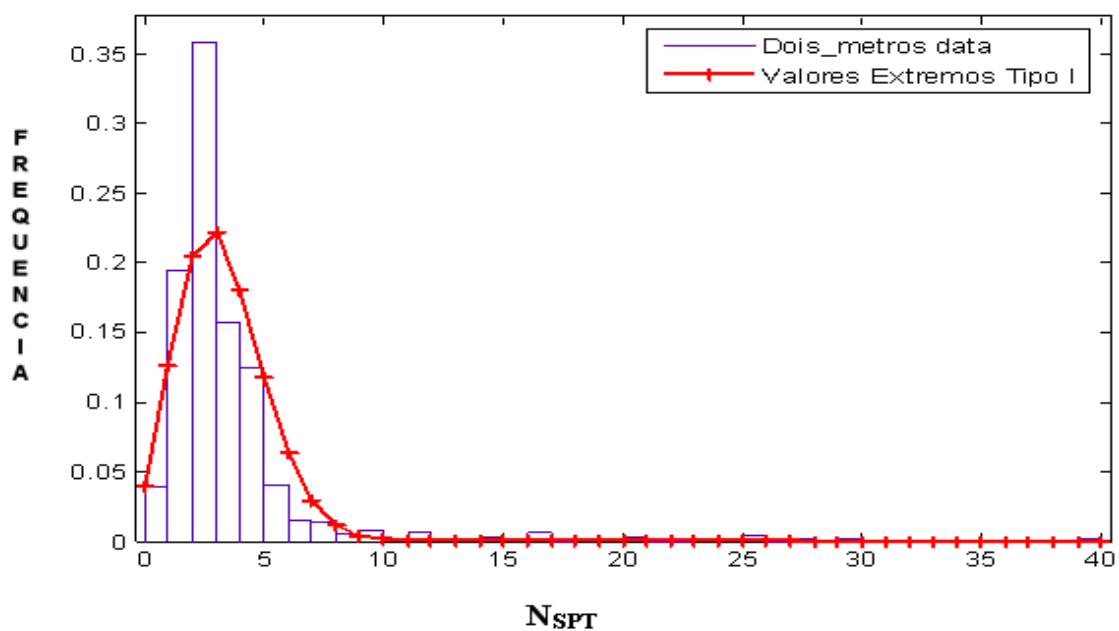


FIGURA 5.2 Histograma N_{SPT} (profundidade de 2,00 m) e sobreposição de distribuição de Valores Extremos Tipo I.

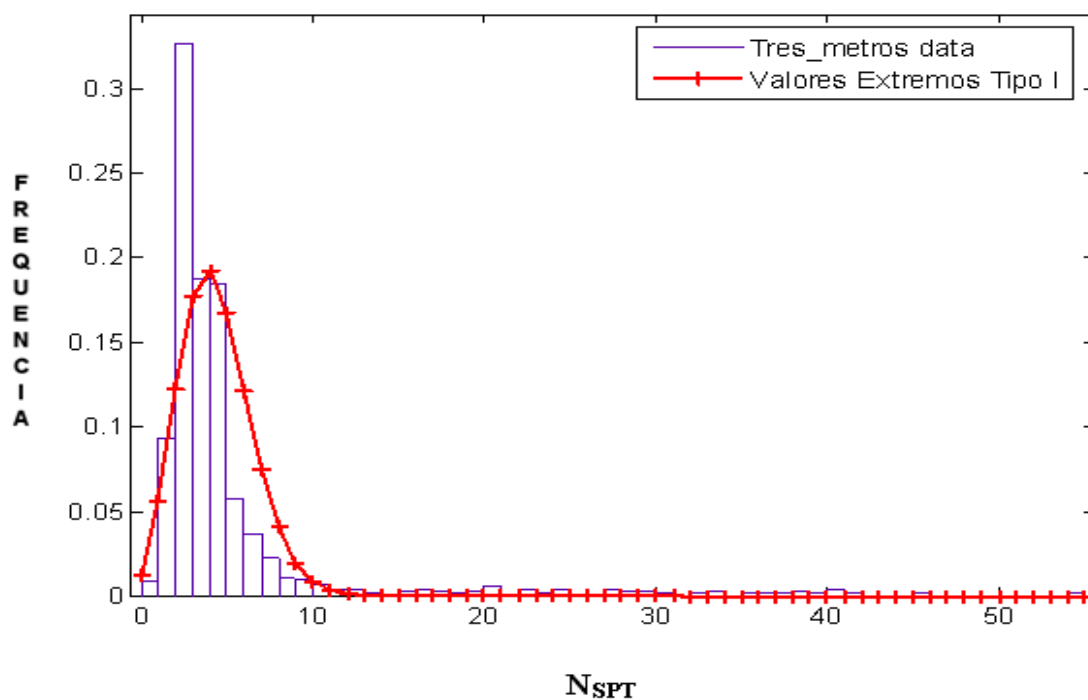
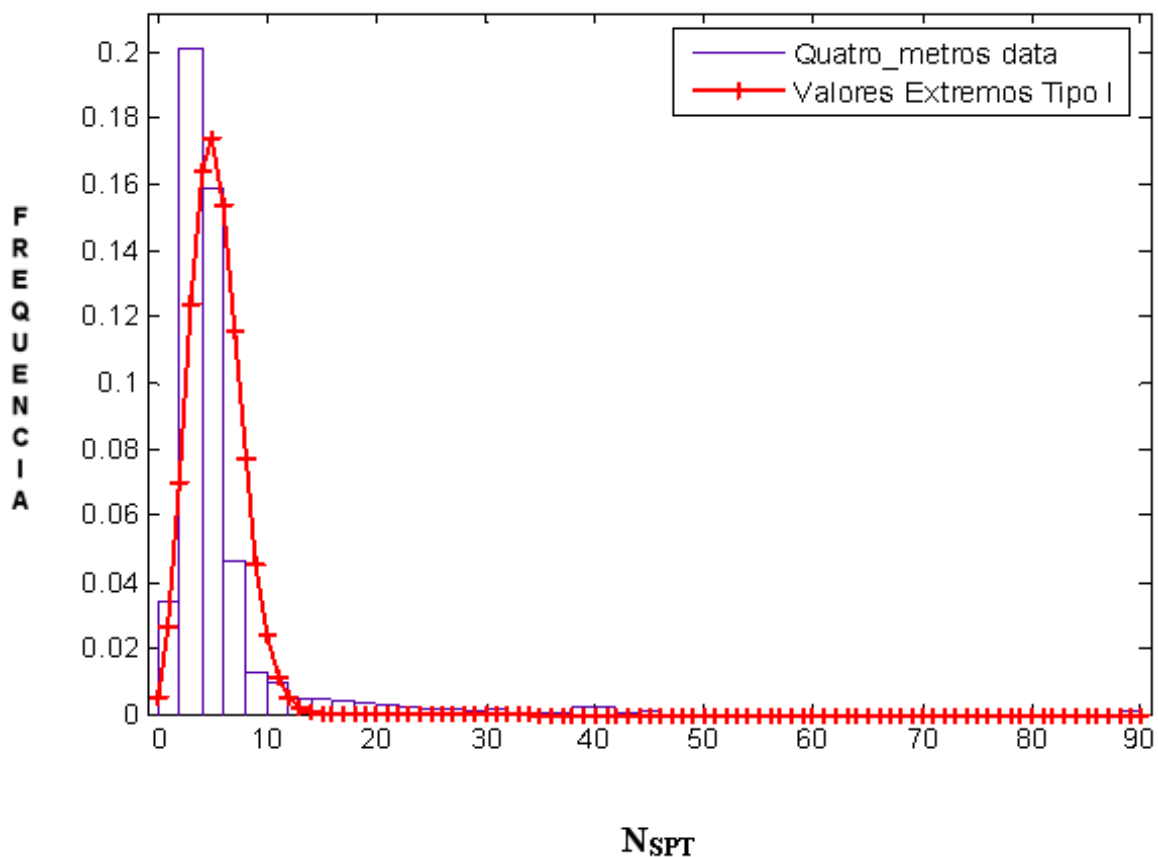


FIGURA 5.3 Histograma N_{SPT} (profundidade de 3,00 m)


 FIGURA 5.4 Histograma N_{SPT} (profundidade de 4 m)

5.3 DESCRIÇÃO PROBABILÍSTICA DE c , γ E ϕ

Conforme visto no Capítulo 2, os parâmetros de resistência do solo podem ser calculados a partir do número de golpes N_{SPT} (ver Equações 2.44 a 2.47). Sendo N_{SPT} uma variável aleatória, então as funções que envolvam tais variáveis também resultarão em variáveis aleatórias. Assim, os histogramas de c , ϕ e γ podem ser obtidos a partir da informação correspondente à variabilidade de N_{SPT} . Vale lembrar que o terreno em questão é arenoso e, conseqüentemente, a coesão, c , para efeitos práticos, deve ser tomada como nula. No estudo em questão as fundações são sapatas assentadas a 3,00 m de profundidade, assim as informações apresentadas a seguir são referidas a esta profundidade.

A Figura 5.5 apresenta o histograma do peso específico do solo, γ , obtido a partir das informações de N_{SPT} (Figura 5.3) e Equações 2.44 e 2.45, correspondendo às situações: Figura 5.5a, na ausência de água; e Figura 5.5b, para o nível d'água observado (Tabela 4.1). A partir destas figuras pode-se observar que na ausência d'água este histograma é claramente assimétrico (o que já era esperado em decorrência da assimetria do histograma de N_{SPT}), mas unimodal; já na presença d'água o histograma é bimodal.

A Figura 5.6 apresenta o histograma do ângulo de atrito interno, ϕ , obtido a partir das informações de N_{SPT} (Figura 5.4) e Equações 2.46 e 2.47, correspondendo às situações: Figura 5.6a, na ausência de água; e Figura 5.6b, para o nível d'água observado (Tabela 4.1). Assim como observado para o peso específico, estas figuras indicam que na ausência d'água o histograma é claramente assimétrico, mas unimodal; já na presença d'água o histograma é bimodal.

5.4 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO VIA MÉTODO DE GRENOBLE

Conhecidos os valores dos parâmetros de resistência para um solo arenoso (ϕ e γ), a capacidade de carga à tração da fundação (sapata) pode ser calculada a partir das Equações 2.32 a 2.43. Os resultados analíticos para a capacidade de carga à tração das fundações, R_{CALC} , para cada uma das 246 torres investigadas neste estudo são apresentados na Tabela 5.1. Nesta tabela, a primeira coluna apresenta a numeração sequencial das torres; na segunda coluna estão os resultados, R_{CALC} , obtidos em função de N_{SPT} em cada ponto onde foram executadas as sondagens. A qualidade de tais estimativas será discutida face aos resultados de ensaios experimentais em real grandeza, apresentados no item a seguir. A Tabela 5.1 também apresenta outras informações de interesse que serão discutidas nos itens subsequentes.

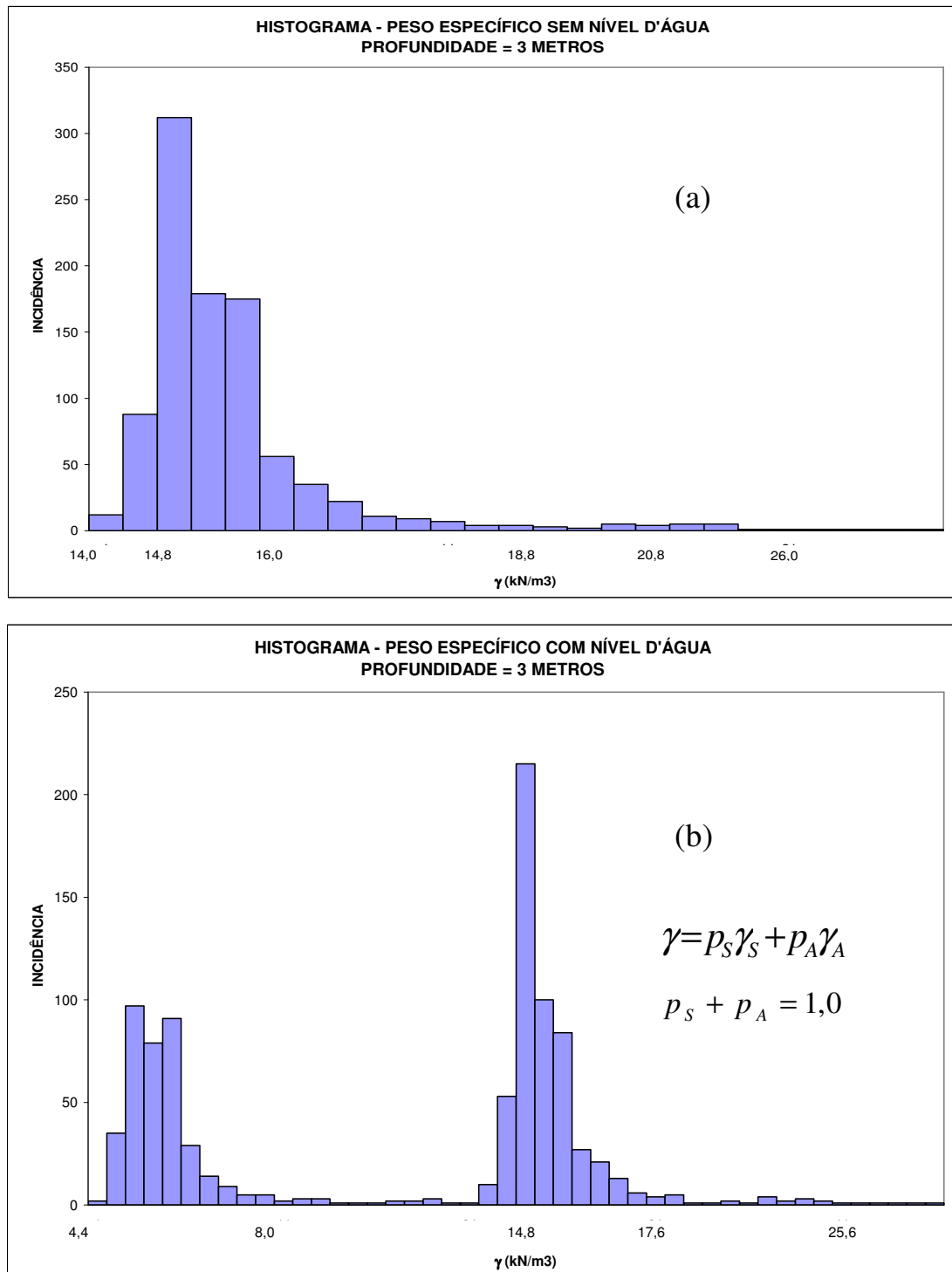


FIGURA 5.5 Histograma do peso específico: (a) Ausência de água, (b) Presença de água.

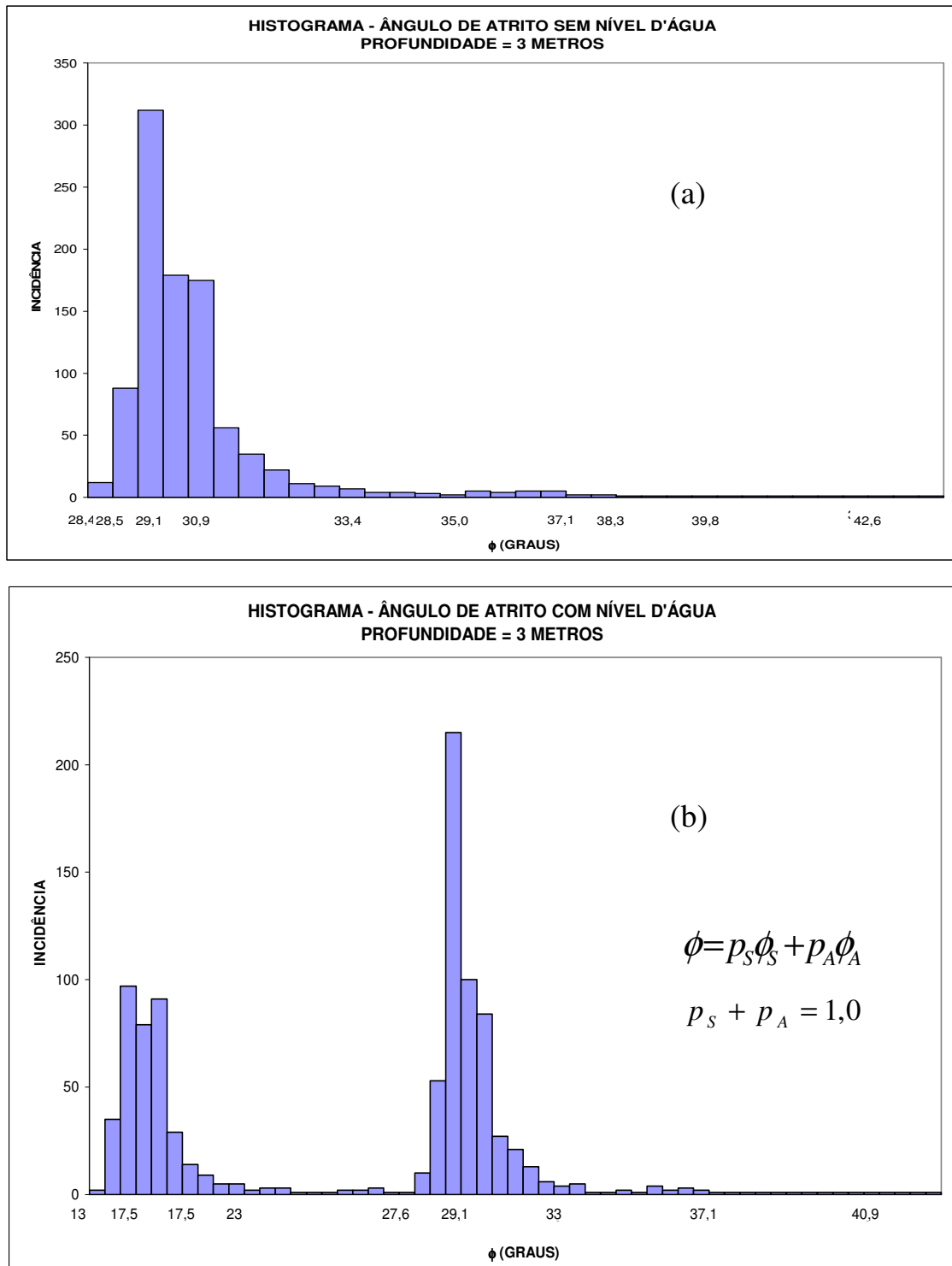


FIGURA 5.6 Histograma do ângulo de atrito: (a) Ausência de água, (b) Presença de água.

Tabela 5.1 – Resistência à Tração das Fundações 3,0 m

TORRE	PROFUNDIDADE (m)							
	3,00							
	R _{CALC} (tf)	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	ε _r = R _{TESTE} /R _{CALC}		
		ENSAIOS				ENSAIOS		
		A	B	C		A	B	C
1	23,95	34,54	35,55	34,56	34,88	1,44	1,48	1,44
2	23,95	33,37	35,65	34,43	34,48	1,39	1,49	1,44
3	30,59	42,23	44,55	45,43	44,07	1,38	1,46	1,49
4	23,95	34,35	35,66	33,87	34,63	1,43	1,49	1,41
5	24,51	35,66	36,09	35,96	35,90	1,45	1,47	1,47
6	23,37	33,45	33,65	33,87	33,66	1,43	1,44	1,45
7	23,95	34,04	35,77	33,99	34,60	1,42	1,49	1,42
8	23,95	35,65	34,56	33,54	34,58	1,49	1,44	1,40
9	23,95	34,88	34,86	34,05	34,60	1,46	1,46	1,42
10	26,18	38,88	37,33	37,09	37,77	1,49	1,43	1,42
11	25,07	35,97	35,88	35,99	35,95	1,43	1,43	1,44
12	24,51	35,45	36,13	35,78	35,79	1,45	1,47	1,46
13	25,07	35,96	35,99	35,98	35,98	1,43	1,44	1,44
14	24,51	35,53	36,31	35,68	35,84	1,45	1,48	1,46
15	23,37	33,00	33,73	33,89	33,54	1,41	1,44	1,45
16	24,51	35,43	36,22	35,18	35,61	1,45	1,48	1,44
17	25,07	36,09	36,99	35,58	36,22	1,44	1,48	1,42
18	24,51	35,44	36,02	35,67	35,71	1,45	1,47	1,46
19	23,37	33,72	33,68	33,33	33,58	1,44	1,44	1,43
20	23,37	33,66	33,62	33,27	33,52	1,44	1,44	1,42
21	23,37	33,63	33,59	33,24	33,49	1,44	1,44	1,42
22	22,79	33,60	33,56	33,21	33,46	1,47	1,47	1,46
23	23,37	34,57	34,53	34,18	34,43	1,48	1,48	1,46
24	23,37	34,54	34,50	34,15	34,40	1,48	1,48	1,46
25	23,95	33,99	35,60	34,46	34,68	1,42	1,49	1,44
26	23,37	34,44	34,65	34,99	34,69	1,47	1,48	1,50
27	23,37	34,41	33,43	34,59	34,14	1,47	1,43	1,48
28	23,95	34,55	34,99	34,87	34,80	1,44	1,46	1,46
29	23,37	34,55	34,65	34,65	34,62	1,48	1,48	1,48
30	23,37	34,32	33,33	34,78	34,14	1,47	1,43	1,49
31	23,95	35,00	34,88	33,99	34,62	1,46	1,46	1,42
32	23,37	33,00	33,06	33,21	33,09	1,41	1,41	1,42
33	23,37	33,57	33,03	33,18	33,26	1,44	1,41	1,42
34	23,37	33,54	33,00	33,15	33,23	1,44	1,41	1,42
35	23,37	33,51	32,97	33,12	33,20	1,43	1,41	1,42
36	23,37	33,48	32,94	33,09	33,17	1,43	1,41	1,42
37	23,95	33,45	35,01	34,77	34,41	1,40	1,46	1,45
38	23,95	33,98	34,55	35,06	34,53	1,42	1,44	1,46
39	23,37	34,44	34,65	34,99	34,69	1,47	1,48	1,50
40	23,37	34,41	33,43	34,59	34,14	1,47	1,43	1,48
41	23,95	35,00	35,67	35,17	35,28	1,46	1,49	1,47
42	26,66	38,08	37,83	37,59	37,83	1,43	1,42	1,41
43	23,95	35,66	33,09	34,59	34,45	1,49	1,38	1,44
44	24,51	36,24	35,42	34,97	35,54	1,48	1,45	1,43
45	25,63	37,03	37,02	37,05	37,03	1,44	1,44	1,45
46	24,51	36,21	34,72	35,95	35,63	1,48	1,42	1,47
47	24,51	35,26	36,12	34,99	35,46	1,44	1,47	1,43
48	23,37	35,03	35,02	35,05	35,03	1,50	1,50	1,50
49	24,51	35,20	35,52	35,33	35,35	1,44	1,45	1,44
50	23,37	36,27	37,26	35,29	36,27	1,55	1,59	1,51

Tabela 5.1 – Resistência à Tração das Fundações 3,0 m (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)							
	3,00							
	R _{CALC} (tf)	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	ε _r = R _{TESTE} /R _{CALC}		
		ENSAIOS				ENSAIOS		
		A	B	C		A	B	C
51	23,37	36,21	37,20	35,23	36,21	1,55	1,59	1,51
52	23,37	36,18	37,17	35,20	36,18	1,55	1,59	1,51
53	22,79	36,15	37,14	35,17	36,15	1,59	1,63	1,54
54	23,37	36,12	37,11	35,14	36,12	1,55	1,59	1,50
55	23,37	36,09	37,08	35,11	36,09	1,54	1,59	1,50
56	23,37	36,06	37,05	35,08	36,06	1,54	1,59	1,50
57	23,37	36,03	37,02	35,05	36,03	1,54	1,58	1,50
58	27,20	39,08	38,99	39,32	39,13	1,44	1,43	1,45
59	25,63	37,66	37,78	37,96	37,80	1,47	1,47	1,48
60	25,63	37,54	37,51	37,82	37,62	1,46	1,46	1,48
61	25,63	37,23	37,70	37,74	37,56	1,45	1,47	1,47
62	23,95	33,21	35,56	34,99	34,59	1,39	1,48	1,46
63	23,95	34,05	34,98	34,56	34,53	1,42	1,46	1,44
64	23,37	33,40	33,75	33,51	33,55	1,43	1,44	1,43
65	23,37	33,34	33,69	33,45	33,49	1,43	1,44	1,43
66	23,37	33,81	33,66	33,42	33,63	1,45	1,44	1,43
67	23,37	33,98	33,63	33,39	33,67	1,45	1,44	1,43
68	24,51	35,67	36,02	35,44	35,71	1,46	1,47	1,45
69	23,37	35,38	36,14	35,40	35,64	1,51	1,55	1,51
70	23,37	35,32	36,08	35,34	35,58	1,51	1,54	1,51
71	23,37	35,29	36,05	35,31	35,55	1,51	1,54	1,51
72	25,07	36,26	37,02	36,28	36,52	1,45	1,48	1,45
73	23,95	35,84	33,99	34,05	34,63	1,50	1,42	1,42
74	23,95	34,55	34,26	34,85	34,55	1,44	1,43	1,46
75	24,51	34,33	36,32	35,35	35,33	1,40	1,48	1,44
76	23,37	34,32	34,67	34,08	34,36	1,47	1,48	1,46
77	23,95	33,90	34,29	34,77	34,32	1,42	1,43	1,45
78	26,18	38,87	37,34	38,76	38,32	1,48	1,43	1,48
79	27,20	39,23	38,57	39,55	39,12	1,44	1,42	1,45
80	22,79	34,14	34,90	34,16	34,40	1,50	1,53	1,50
81	23,37	34,11	34,87	34,13	34,37	1,46	1,49	1,46
82	24,51	33,88	35,82	36,71	35,47	1,38	1,46	1,50
83	23,37	34,38	33,67	33,40	33,82	1,47	1,44	1,43
84	23,37	34,32	33,61	33,34	33,76	1,47	1,44	1,43
85	23,37	34,29	33,58	33,31	33,73	1,47	1,44	1,43
86	26,18	38,27	37,58	38,95	38,27	1,46	1,44	1,49
87	23,95	34,55	33,99	34,90	34,48	1,44	1,42	1,46
88	23,95	34,33	34,01	34,87	34,40	1,43	1,42	1,46
89	23,37	34,20	33,49	33,22	33,64	1,46	1,43	1,42
90	23,95	34,99	34,75	33,99	34,58	1,46	1,45	1,42
91	24,51	34,83	35,32	35,99	35,38	1,42	1,44	1,47
92	23,37	34,29	33,58	33,31	33,73	1,47	1,44	1,43
93	23,95	34,81	34,77	33,88	34,49	1,45	1,45	1,41
94	23,95	33,99	34,93	34,05	34,32	1,42	1,46	1,42
95	23,37	34,20	33,49	33,22	33,64	1,46	1,43	1,42
96	23,95	35,62	34,55	33,89	34,69	1,49	1,44	1,42
97	23,95	35,55	34,84	33,77	34,72	1,48	1,45	1,41
98	24,51	35,06	34,58	35,76	35,13	1,43	1,41	1,46
99	23,95	33,99	34,07	35,02	34,36	1,42	1,42	1,46
100	28,30	40,98	40,43	40,82	40,74	1,45	1,43	1,44

Tabela 5.1 – Resistência à Tração das Fundações 3,0 m (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)							
	3,00							
	R _{CALC} (tf)	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	ε _r = R _{TESTE} /R _{CALC}		
		ENSAIOS				ENSAIOS		
		A	B	C		A	B	C
101	23,95	33,87	35,00	35,66	34,84	1,41	1,46	1,49
102	23,37	33,87	33,05	34,34	33,75	1,45	1,41	1,47
103	23,37	33,84	33,99	34,28	34,04	1,45	1,45	1,47
104	23,37	33,91	33,96	34,25	34,04	1,45	1,45	1,47
105	23,37	33,88	33,93	34,22	34,01	1,45	1,45	1,46
106	23,37	33,85	33,90	34,19	33,98	1,45	1,45	1,46
107	24,51	34,99	35,65	34,95	35,20	1,43	1,45	1,43
108	23,95	34,55	34,77	34,55	34,62	1,44	1,45	1,44
109	24,51	35,06	35,09	35,55	35,23	1,43	1,43	1,45
110	23,95	34,44	34,65	34,99	34,69	1,44	1,45	1,46
111	22,79	33,32	32,87	33,66	33,28	1,46	1,44	1,48
112	23,37	33,29	33,84	33,63	33,59	1,42	1,45	1,44
113	23,37	33,26	33,81	33,77	33,61	1,42	1,45	1,45
114	22,79	33,23	32,78	33,07	33,03	1,46	1,44	1,45
115	23,95	33,99	34,45	34,98	34,47	1,42	1,44	1,46
116	22,79	33,71	33,95	33,67	33,78	1,48	1,49	1,48
117	23,95	33,87	34,67	35,09	34,54	1,41	1,45	1,47
118	22,79	34,41	33,43	34,59	34,14	1,51	1,47	1,52
119	23,37	34,38	33,40	33,37	33,72	1,47	1,43	1,43
120	23,37	34,32	33,34	33,31	33,66	1,47	1,43	1,43
121	23,37	34,29	33,31	33,28	33,63	1,47	1,43	1,42
122	23,37	34,26	33,28	33,25	33,60	1,47	1,42	1,42
123	23,37	34,23	33,25	33,22	33,57	1,46	1,42	1,42
124	23,37	34,20	33,22	33,19	33,54	1,46	1,42	1,42
125	22,79	34,17	33,19	33,16	33,51	1,50	1,46	1,46
126	23,37	34,14	33,16	33,13	33,48	1,46	1,42	1,42
127	23,37	34,11	33,13	33,10	33,45	1,46	1,42	1,42
128	23,37	34,41	34,99	33,07	34,16	1,47	1,50	1,42
129	23,37	34,35	34,93	33,01	34,10	1,47	1,49	1,41
130	23,37	34,32	34,90	32,98	34,07	1,47	1,49	1,41
131	23,37	34,29	34,87	32,95	34,04	1,47	1,49	1,41
132	23,37	34,26	34,84	32,92	34,01	1,47	1,49	1,41
133	23,37	34,23	34,81	32,89	33,98	1,46	1,49	1,41
134	23,37	34,20	34,78	32,86	33,95	1,46	1,49	1,41
135	23,37	34,17	34,75	32,83	33,92	1,46	1,49	1,40
136	22,79	34,14	34,72	32,80	33,89	1,50	1,52	1,44
137	23,37	34,60	34,68	33,63	34,30	1,48	1,48	1,44
138	22,79	34,54	34,62	33,57	34,24	1,52	1,52	1,47
139	23,37	34,51	34,59	33,54	34,21	1,48	1,48	1,44
140	22,79	34,48	34,56	33,51	34,18	1,51	1,52	1,47
141	23,37	34,45	34,53	33,48	34,15	1,47	1,48	1,43
142	23,37	34,42	34,50	33,45	34,12	1,47	1,48	1,43
143	23,37	34,39	34,47	33,42	34,09	1,47	1,47	1,43
144	23,37	34,36	34,44	33,39	34,06	1,47	1,47	1,43
145	23,37	34,33	34,41	33,36	34,03	1,47	1,47	1,43
146	23,37	35,47	36,46	34,12	35,35	1,52	1,56	1,46
147	23,37	35,41	36,40	34,06	35,29	1,52	1,56	1,46
148	22,79	35,38	36,37	34,03	35,26	1,55	1,60	1,49
149	22,79	35,35	36,34	34,00	35,23	1,55	1,59	1,49
150	22,79	35,32	36,31	33,97	35,20	1,55	1,59	1,49

Tabela 5.1 – Resistência à Tração das Fundações 3,0 m (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)							
	3,00							
	R _{CALC} (tf)	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE_Méd} (tf)	ε _r = R _{TESTE} /R _{CALC}		
		ENSAIOS				ENSAIOS		
		A	B	C		A	B	C
151	21,83	35,29	36,28	33,94	35,17	1,62	1,66	1,55
152	22,79	35,26	36,25	33,91	35,14	1,55	1,59	1,49
153	23,37	35,23	36,22	33,88	35,11	1,51	1,55	1,45
154	22,79	35,20	36,19	33,85	35,08	1,54	1,59	1,49
155	21,83	35,39	35,88	34,19	35,15	1,62	1,64	1,57
156	23,37	35,33	35,82	34,13	35,09	1,51	1,53	1,46
157	21,83	35,30	35,79	34,10	35,06	1,62	1,64	1,56
158	23,37	35,27	35,76	34,07	35,03	1,51	1,53	1,46
159	23,37	35,24	35,73	34,04	35,00	1,51	1,53	1,46
160	23,37	35,21	35,70	34,01	34,97	1,51	1,53	1,46
161	23,37	35,18	35,67	33,98	34,94	1,51	1,53	1,45
162	23,37	35,15	35,64	33,95	34,91	1,50	1,53	1,45
163	24,51	35,12	35,61	33,92	34,88	1,43	1,45	1,38
164	22,79	35,14	35,70	33,86	34,90	1,54	1,57	1,49
165	23,37	35,08	35,64	33,80	34,84	1,50	1,52	1,45
166	22,79	35,05	35,61	33,77	34,81	1,54	1,56	1,48
167	26,66	36,92	36,58	36,74	36,75	1,38	1,37	1,38
168	25,07	34,99	35,55	34,71	35,08	1,40	1,42	1,38
169	22,79	34,96	35,52	33,68	34,72	1,53	1,56	1,48
170	22,79	34,93	35,49	33,65	34,69	1,53	1,56	1,48
171	22,79	34,90	35,46	33,62	34,66	1,53	1,56	1,48
172	21,83	34,87	35,43	33,59	34,63	1,60	1,62	1,54
173	23,37	35,01	35,60	33,54	34,72	1,50	1,52	1,44
174	24,51	36,77	36,04	34,56	35,79	1,50	1,47	1,41
175	23,37	34,55	34,99	34,56	34,70	1,48	1,50	1,48
176	23,37	34,69	35,60	34,33	34,87	1,48	1,52	1,47
177	23,95	34,55	35,06	34,87	34,83	1,44	1,46	1,46
178	24,51	35,66	35,99	34,65	35,43	1,45	1,47	1,41
179	24,51	35,87	35,66	34,58	35,37	1,46	1,45	1,41
180	24,51	35,98	35,93	34,07	35,33	1,47	1,47	1,39
181	23,37	34,71	35,55	34,07	34,78	1,49	1,52	1,46
182	25,07	34,65	35,49	35,01	35,05	1,38	1,42	1,40
183	23,37	34,62	35,46	33,98	34,69	1,48	1,52	1,45
184	23,37	34,59	35,43	33,95	34,66	1,48	1,52	1,45
185	22,79	34,56	35,40	33,92	34,63	1,52	1,55	1,49
186	23,37	34,53	35,37	33,89	34,60	1,48	1,51	1,45
187	22,79	34,50	35,34	33,86	34,57	1,51	1,55	1,49
188	24,51	35,23	35,99	34,50	35,24	1,44	1,47	1,41
189	24,51	35,43	35,56	34,65	35,21	1,45	1,45	1,41
190	23,95	34,80	34,80	34,07	34,56	1,45	1,45	1,42
191	23,95	34,78	34,76	34,35	34,63	1,45	1,45	1,43
192	24,51	35,31	35,64	34,65	35,20	1,44	1,45	1,41
193	33,34	47,27	48,58	47,95	47,93	1,42	1,46	1,44
194	24,51	35,62	35,63	34,45	35,23	1,45	1,45	1,41
195	23,37	33,44	33,65	33,99	33,69	1,43	1,44	1,45
196	23,95	35,80	34,66	34,65	35,04	1,49	1,45	1,45
197	31,69	46,37	46,62	46,06	46,35	1,46	1,47	1,45
198	33,34	48,11	48,43	48,08	48,21	1,44	1,45	1,44
199	24,51	35,93	36,02	34,78	35,58	1,47	1,47	1,42
200	25,07	36,05	36,21	36,73	36,33	1,44	1,44	1,47

Tabela 5.1 – Resistência à Tração das Fundações 3,0 m (continuação)

TORRE	PROFUNDIDADE (m)							
	3,00							
	R _{CALC} (tf)	R _{TESTE} (tf)			R _{TESTE Méd} (tf)	ε _r = R _{TESTE} /R _{CALC}		
		ENSAIOS				ENSAIOS		
A		B	C	A		B	C	
201	23,37	34,99	34,15	33,67	34,27	1,50	1,46	1,44
202	23,37	33,96	33,12	33,64	33,57	1,45	1,42	1,44
203	23,37	33,93	33,09	33,61	33,54	1,45	1,42	1,44
204	23,37	33,90	33,06	33,58	33,51	1,45	1,41	1,44
205	23,37	33,87	33,03	33,55	33,48	1,45	1,41	1,44
206	23,37	33,84	33,40	33,52	33,58	1,45	1,43	1,43
207	23,37	33,81	33,97	33,49	33,75	1,45	1,45	1,43
208	23,37	33,78	33,94	33,46	33,72	1,45	1,45	1,43
209	24,51	35,80	35,06	34,58	35,15	1,46	1,43	1,41
210	22,79	33,84	33,03	32,55	33,14	1,48	1,45	1,43
211	22,79	33,81	32,86	32,41	33,03	1,48	1,44	1,42
212	23,37	33,80	33,44	33,49	33,58	1,45	1,43	1,43
213	24,51	35,87	35,78	34,99	35,55	1,46	1,46	1,43
214	24,51	35,55	35,76	34,92	35,41	1,45	1,46	1,42
215	23,95	34,54	34,50	34,15	34,40	1,44	1,44	1,43
216	23,37	34,51	34,47	34,12	34,37	1,48	1,47	1,46
217	23,37	34,48	34,44	34,09	34,34	1,48	1,47	1,46
218	23,37	34,45	34,41	33,06	33,97	1,47	1,47	1,41
219	23,95	33,88	34,84	35,45	34,72	1,41	1,45	1,48
220	23,95	34,88	33,86	35,05	34,60	1,46	1,41	1,46
221	23,95	34,98	34,06	34,85	34,63	1,46	1,42	1,46
222	24,51	35,50	35,67	34,90	35,36	1,45	1,46	1,42
223	23,95	35,48	35,06	34,55	35,03	1,48	1,46	1,44
224	26,18	38,27	37,58	38,95	38,27	1,46	1,44	1,49
225	23,37	33,66	33,62	33,27	33,52	1,44	1,44	1,42
226	23,37	33,63	33,59	33,24	33,49	1,44	1,44	1,42
227	23,37	33,60	33,56	33,21	33,46	1,44	1,44	1,42
228	25,63	35,57	35,53	35,68	35,59	1,39	1,39	1,39
229	24,51	35,44	35,99	34,52	35,32	1,45	1,47	1,41
230	24,51	35,32	35,98	34,83	35,38	1,44	1,47	1,42
231	24,51	35,87	35,65	34,74	35,42	1,46	1,45	1,42
232	23,37	33,75	33,43	33,79	33,66	1,44	1,43	1,45
233	24,51	35,80	35,61	34,72	35,38	1,46	1,45	1,42
234	23,95	33,99	35,00	34,09	34,36	1,42	1,46	1,42
235	24,51	35,67	34,91	35,33	35,30	1,46	1,42	1,44
236	22,79	33,48	33,34	33,09	33,30	1,47	1,46	1,45
237	24,51	34,76	35,99	34,74	35,16	1,42	1,47	1,42
238	23,37	33,87	33,51	33,66	33,68	1,45	1,43	1,44
239	23,95	35,67	34,83	34,18	34,89	1,49	1,45	1,43
240	26,66	38,44	38,98	37,89	38,44	1,44	1,46	1,42
241	24,51	35,08	36,02	34,33	35,14	1,43	1,47	1,40
242	23,37	33,42	33,59	33,52	33,51	1,43	1,44	1,43
243	23,95	35,77	34,55	34,54	34,95	1,49	1,44	1,44
244	24,51	35,11	36,12	35,06	35,43	1,43	1,47	1,43
245	24,51	35,00	36,39	34,87	35,42	1,43	1,48	1,42
246	23,95	34,44	34,81	33,99	34,41	1,44	1,45	1,42

5.5 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO VIA ENSAIOS DE CAMPO

Conforme mencionado no Capítulo 4, as incertezas presentes tanto na determinação dos parâmetros geotécnicos quanto nos modelos utilizados para a estimativa da capacidade de carga à tração de fundações de LTs demandam a verificação de tais estimativas via execução de ensaios de tração em fundações de LTs em escala real. Os resultados de ensaios de carga à tração, R_{TESTE} , executados em três fundações (dentre as quatro existentes), para uma dada torre, são apresentados na terceira, quarta e quinta colunas da Tabela 5.1. A resistência da fundação obtida nos ensaios é tomada como o valor de carga aplicada correspondente a deslocamentos superiores a 20 mm ou a ruptura. Para efeitos comparativos, a sexta coluna apresenta o valor médio da capacidade de carga medida nos ensaios, $R_{TESTE_Méd}$, ou seja, a média dos valores dos ensaios A, B e C.

5.6 ERRO DO MODELO

Neste trabalho a resistência à tração da fundação é modelada a partir do procedimento determinístico conhecido como Método de Grenoble. Conforme o Capítulo 3, incertezas de caráter epistemológico estão associadas a tais estimativas. A qualidade da estimativa da resistência à tração da fundação, obtida via Método de Grenoble, pode ser verificada através da variável aleatória erro do modelo, ε_r , a saber:

$$\varepsilon_r = \frac{R_{TESTE}}{R_{CALC}} \quad (5.1)$$

Os valores correspondentes a esta razão, e que determinam a variável ε_r , são apresentados na Tabela 5.1 nas sétima, oitava e nona colunas, correspondendo aos resultados dos três grupos de ensaios, A, B e C, respectivamente, totalizando 738 dados. Considerando-se o grande número de dados utilizados na determinação da variável ε_r , conclui-se que incertezas epistemológicas associadas ao tamanho da amostra são desprezíveis.

A Tabela 5.2 apresenta um quadro resumo para as estatísticas associadas aos resultados analíticos (metodologia de Grenoble) e experimentais da capacidade de carga à tração da fundação (resultados apresentados na Tabela 5.1). Esta tabela também apresenta as estatísticas para o erro do modelo, ε_r . A partir da observação desta tabela pode-se ver que os valores mínimo, médio e máximo de ε_r são 1,37, 1,46 e 1,66, respectivamente. Vê-se, assim que as estimativas do Método de Grenoble são razoavelmente conservadoras, associadas a um pequeno coeficiente de variação (Cov = 0,03), indicando pouca dispersão dos resultados obtidos (ver Fig. 5.7).

Tabela 5.2 – Estatísticas para Resultados Analíticos (R_{CALC}), Experimentais (R_{TESTE}), e Erro do Modelo (ε_r)

ITEM	PROFUNDIDADE (m)							
	3,00							
	R_{CALC} (tf)	R_{TESTE} (tf)				$\varepsilon_R = R_{TESTE}/R_{CALC}$		
		ENSAIOS			$R_{TESTE_Méd}$ (tf)	ENSAIOS		
		A	B	C		A	B	C
Média	23,94	35,07	35,22	34,65	34,98	1,47	1,47	1,45
Desvio	1,409	1,855	2,017	2,030	1,909	0,041	0,052	0,032
Cov	0,06	0,05	0,06	0,06	0,05	0,03	0,04	0,02
Máximo	33,34	48,11	48,58	48,08	48,21	1,62	1,66	1,57
Mínimo	21,83	33,00	32,78	32,41	33,03	1,38	1,37	1,38
Média	23,94	34,98			34,98	1,46		
Desvio	1,409	1,981			1,909	0,044		
Cov	0,06	0,06			0,05	0,03		
Máximo	33,34	48,58			48,21	1,66		
Mínimo	21,83	32,41			33,03	1,37		

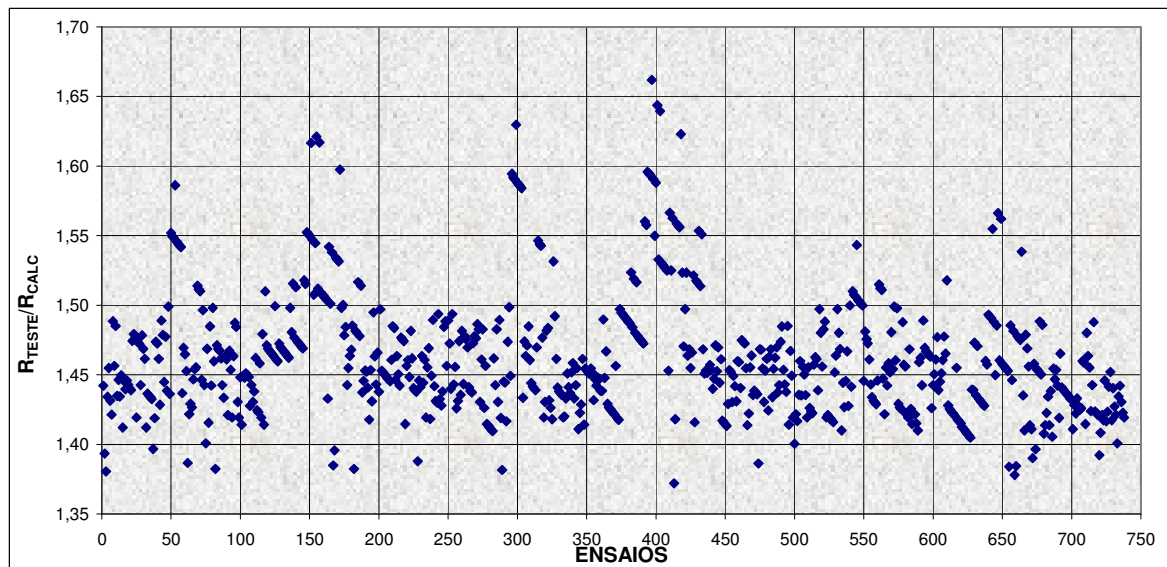


FIGURA 5.7 Erro do Modelo

Obviamente, uma questão pertinente a metodologias desenvolvidas a partir de uma vertente experimental é a da extrapolação de tais procedimentos para condições distintas daquelas que deram origem ao banco de dados utilizado. Tal verificação pôde ser feita em dezembro de 2010, um ano após a conclusão do empreendimento que gerou o banco de dados deste trabalho. Este novo conjunto de ensaios compreendeu seis fundações executadas em terrenos com características geotécnicas similares àqueles do banco de dados desta tese. A Tabela 5.3 apresenta os resultados destes ensaios. Vale observar que a média e o desvio padrão correspondentes ao erro do modelo obtido para estes ensaios são de 1,47 e 0,041, respectivamente. A comparação com os valores associados à média e desvio padrão do erro do modelo para o banco de dados desta tese (Tabela 5.2), 1,46 e 0,044, respectivamente, indicando a adequação do procedimento proposto.

Tabela 5.3 – Resistência à Tração das Fundações (3,0 m, ensaios realizados em 2010)

ITEM	PROFUNDIDADE (m)		
	3,00		
	R _{CALC} (tf)	R _{TESTE} (tf)	ϵ_R
1	26,80	39,11	1,46
2	25,22	38,31	1,52
3	25,34	38,33	1,51
4	25,87	37,23	1,44
5	24,95	35,28	1,41
6	23,90	35,05	1,47
Média	25,35	37,22	1,47
Desvio	0,965	1,701	0,041
Cov	0,04	0,05	0,03

A Figura 5.8 apresenta o histograma correspondente ao erro do modelo, ϵ_r . Nesta mesma figura também são apresentadas as distribuições Normal, LogNormal e Gamma correspondentes. O teste do χ^2 com nível de significância, α , de 1%, fornece os valores de 18,102, 19,633 e 21,689, para as distribuições LogNormal, Normal e Gamma, respectivamente, que são inferiores ao valor do coeficiente de comparação $c_{0,99,9}$, que neste caso é igual a 21,7. Assim, o teste do χ^2 indica que, embora todos os três modelos considerados sejam aceitáveis para o nível de significância de 1%, a distribuição LogNormal, dentre os três modelos probabilísticos considerados, é a que melhor descreve a variável ϵ_r .

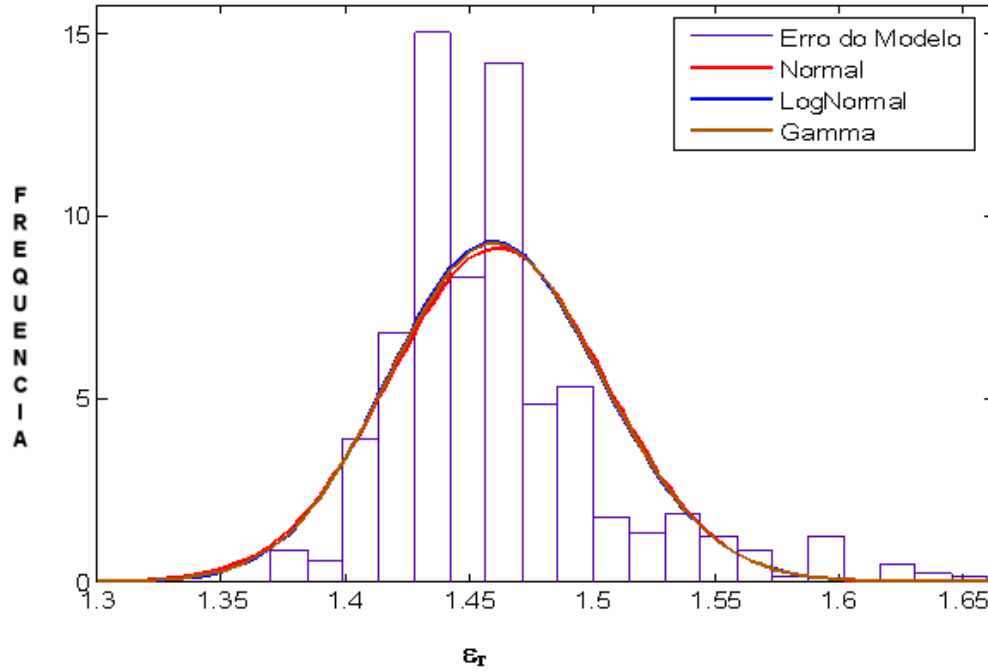


FIGURA 5.8 Histograma de ε_T com a sobreposição das distribuições Normal, LogNormal e Gamma.

5.7 DESCRIÇÃO PROBABILÍSTICA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE FUNDAÇÕES DE LTs

Em princípio, a descrição probabilística da resistência à tração de fundações de LTs pode ser obtida a partir de dois caminhos. Num primeiro caminho, a Simulação de Monte Carlo poderia ser empregada sendo que para tal seria necessária a relação determinística que descreve a resistência da fundação, neste caso o Método de Grenoble e as distribuições de probabilidades de todas as variáveis envolvidas neste método, ou sejam, os parâmetros c , γ e ϕ , que por sua vez são funções de N_{SPT} (Eq. 2.44 a 2.47). Um segundo caminho, seria a obtenção da distribuição de probabilidade associada à resistência da fundação a partir de dados experimentais. Em ambos os caminhos algumas dificuldades são enfrentadas.

A utilização da Simulação de Monte Carlo para a descrição probabilística da resistência à tração de fundações, embora conceitualmente simples, pode apresentar limitações na sua utilização. Conforme mencionado no item 5.2, algumas dificuldades são observadas em relação à descrição probabilística de N_{SPT} . Os histogramas correspondentes a tal variável indicam claramente que o problema tratado corresponde a um processo não-gaussiano com distribuição marginal do tipo Gumbel. Embora a distribuição EVI possa ser considerada como modelo aceitável para a descrição de N_{SPT} , para o nível de significância, α , de 10%, observa-se que a EVI subestima a probabilidade de N_{SPT} igual a 3, superestima as probabilidades associadas ao intervalo $6 \leq N_{SPT} \leq 9$, e, na prática despreza as probabilidades associadas a N_{SPT} maior que 12.

Em projetos de fundações de LTs é reconhecida a grande variabilidade das características geotécnicas ao longo do traçado, sendo assim, o projeto que levasse em consideração tais variabilidades sem a execução de sondagens locais para uma melhor definição dos parâmetros em questão, resultaria conservador e antieconômico. Consequentemente tal problema é contornado pela execução de sondagens locais que, portanto, “atualizam” ou “refinam” a informação disponível. Desta maneira, o procedimento descrito acima via Simulação de Monte Carlo não leva em conta tal processo de atualização e não será considerado neste trabalho.

Um segundo caminho consiste no cálculo de valores nominais da resistência à tração via Método de Grenoble e o ajuste de tais resultados a partir da consideração dos erros associados a tais estimativas, ou seja, o erro do modelo. Assim, a distribuição de probabilidade da resistência à tração da fundação, R , é dada por:

$$R = \varepsilon_r R_{CALC} \quad (5.2)$$

Consequentemente, a distribuição de probabilidade da resistência R fica definida a partir da distribuição de probabilidade da variável aleatória ε_r (ver item 5.6). A título de exemplo, considere-se a torre número 3 para a qual a resistência calculada é igual a 30,6 tf (ver Tabela 5.1). A resistência associada às fundações desta torre está apresentada na Fig.5.9.

Observa-se que os valores de resistência da fundação correspondentes a quantis predefinidos, como por exemplo, 5% ou 10%, podem ser facilmente calculados e correspondem, para a torre em questão, a 41,9 tf e 42,5 tf, respectivamente.

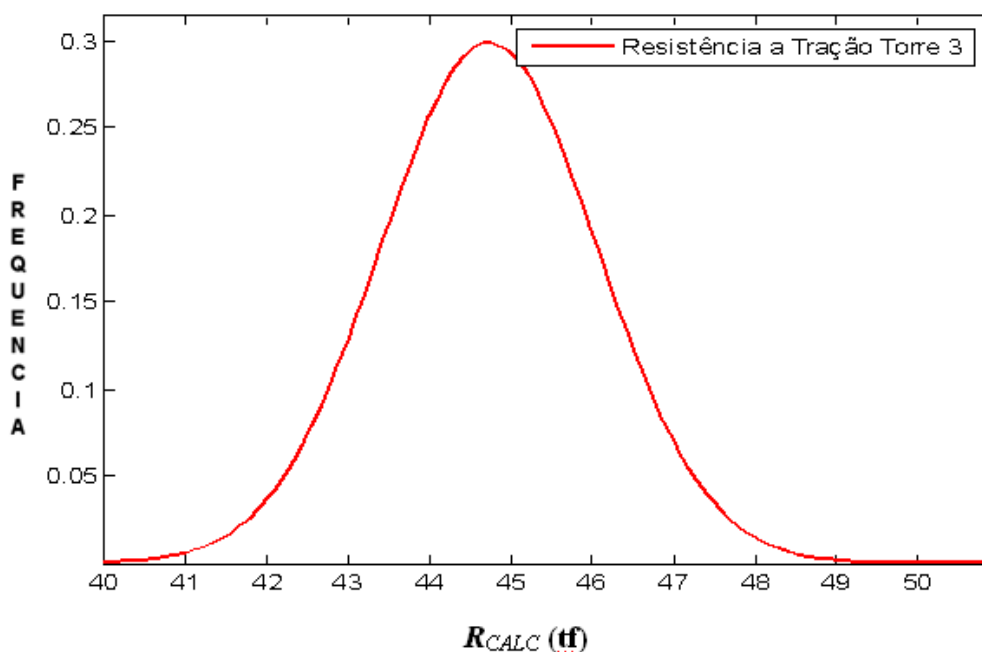


FIGURA 5.9 Resistência associada às fundações da Torre 3.

5.8 PROJETO DE FUNDAÇÕES DE LTs BASEADO EM CONFIABILIDADE

Conforme discutido no Capítulo 3, o projeto baseado em confiabilidade pode ser desenvolvido em distintos níveis dependendo do formato selecionado e da qualidade da informação disponível. A partir dos resultados obtidos neste trabalho, com a descrição probabilística da resistência à tração da fundação, e conhecida a distribuição de probabilidade associada ao carregamento, o projeto probabilístico (nível 3) pode ser implementado. O presente trabalho não teve como objetivo a discussão associada a modelagem dos carregamentos atuantes sobre a LT; entretanto, caso tais informações estejam disponíveis o projeto probabilístico pode ser facilmente implementado (ANG e

TANG, 1990). Outra alternativa, de grande interesse prático seria a combinação da descrição probabilística da resistência à tração obtida neste trabalho com formatos semi-probabilísticos (nível 1), como, por exemplo, o formato adotado pelo IEC 60826 (2003). Para efeito de uma maior clareza, a equação de projeto apresentada no Capítulo 3 é reapresentada abaixo:

$$\phi_R R_C \geq \gamma_U Q_T \quad (5.3)$$

Segundo o IEC 60826 (2003), a capacidade característica, R_C , é dada por $\phi_F R_n$, onde R_n , é a capacidade geotécnica do projeto obtida pelo cálculo analítico, numérico e/ou semi-empírico.

No procedimento desenvolvido neste trabalho pode-se demonstrar claramente que esta resistência característica é igual ao valor da resistência à tração da fundação obtida a partir da distribuição de probabilidade correspondente para um quantil preestabelecido. Conforme visto no item anterior, para a torre 3 esta resistência característica seria igual a 41,9 tf para o quantil de 5% e 42,5 tf para o quantil de 10%. Vale ressaltar que distintos níveis de confiabilidade podem ser ajustados a partir da escolha do quantil a ser adotado. Tal decisão deve ter ampla discussão no âmbito dos comitês normativos pertinentes.

6

SUMÁRIO, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 SUMÁRIO

Este trabalho teve como objetivo principal a descrição probabilística (determinação da distribuição de probabilidade e os parâmetros correspondentes) da resistência à tração de fundações de LTs, $f_R(r)$. Esta descrição probabilística é requisito básico no desenvolvimento de normas técnicas, seja no projeto probabilístico (nível 3) ou semi-probabilístico (nível 1). Tal objetivo ficou limitado ao estudo das fundações em solos arenosos.

Para a consecução de tal objetivo, as seguintes tarefas foram realizadas: (i) revisão dos métodos de cálculo da capacidade de carga à tração de fundações de LT; (ii) a identificação das incertezas associadas às diversas variáveis que afetam o comportamento das fundações; (iii) revisão das normas técnicas em vigor para o projeto de fundações; (iv) estudo dos

conceitos e métodos da Confiabilidade Estrutural e sua interrelação com o desenvolvimento de normas técnicas baseadas em probabilidade; (v) formação de banco de dados correspondentes a sondagens SPT e ensaios de tração em fundações de LTs em real grandeza; (vi) descrição probabilística do erro do modelo; (vii) discussão de possíveis maneiras para implementação das informações obtidas nesta tese em projeto baseado em confiabilidade, seja no formato probabilístico (nível 3) ou semiprobabilístico (nível 1).

A revisão dos distintos métodos existentes para o cálculo da resistência à tração de fundações de LTs indicou que o Método de Grenoble é o mais utilizado pela comunidade nacional e internacional. Este método é também considerado pelos profissionais da área como aquele que apresenta os melhores resultados. Entretanto, este método apresenta uma formulação pouco amigável envolvendo o cálculo de distintos fatores que contribuem para a capacidade de carga (termo de coesão, termo de atrito, etc). Tais limitações podem ser facilmente contornadas via utilização de programas desenvolvidos para tal finalidade (ver Anexo II). Esta metodologia requer como dados de entrada o resultado de sondagens N_{SPT} .

Um grande número de incertezas está presentes no projeto de fundações de LTs, tanto de caráter inerente quanto epistemológico, isto é, aquelas relacionadas à limitação do conhecimento. De especial interesse neste trabalho são os erros associados aos modelos de predição (erro do modelo) e erros amostrais. Distintos caminhos foram vislumbrados para a incorporação do tratamento das incertezas pertinentes ao problema da definição da capacidade de carga da fundação. Dentre estes caminhos encontram-se aqueles voltados para a utilização da teoria de campos aleatórios (JCSS, 2006), ou aqueles que envolvem a combinação de procedimentos analíticos e experimentais.

Foi observado que a teoria de campos aleatórios embora mais rigorosa apresenta grande dificuldade de aplicação em termos práticos, em especial, para campos não-gaussianos como aqueles representativos da resistência do solo (N_{SPT}); por outro lado a combinação de procedimentos analítico-experimentais se apresentou como procedimento viável para o tratamento de problemas de grande complexidade, como o problema em questão. Esta

segunda alternativa foi adotada no presente trabalho com vistas à descrição probabilística da capacidade de carga à tração de fundações de LTs.

Neste trabalho ficou clara a importância do desenvolvimento de maiores estudos relativos ao projeto de fundações de LTs sujeitas a esforços de tração. Em decorrência das diversas incertezas de caráter inerente e epistemológico que afetam tal problema, o desenvolvimento de metodologia para o projeto de fundações de LTs sujeitas a esforços de tração depende em muito de dados obtidos em campo. Tais dados contemplam sondagens SPT e ensaios de tração das fundações em real grandeza. Desta maneira, um dos principais objetivos deste trabalho foi a elaboração de um vasto banco de dados compreendendo: (i) 948 pontos de sondagens SPT, correspondendo a um total de 2844 resultados de sondagens para as profundidades de 2,00, 3,00 e 4,00 m; e (ii) 738 ensaios de tração em verdadeira grandeza de fundações de LTs em solo arenoso de um mesmo empreendimento.

Dois caminhos foram considerados para a descrição probabilística da resistência à tração de fundações de LTs. Em decorrência das limitações associadas à modelagem da resistência do terreno, N_{SPT} , e, por conseguinte, dos parâmetros geotécnicos c , γ e ϕ , a primeira alternativa correspondente à Simulação de Monte Carlo não foi utilizada. O segundo caminho envolveu a obtenção da distribuição de probabilidade associada à resistência da fundação a partir de uma vertente analítico-experimental.

Este procedimento levou em consideração um processo de “atualização” das informações relativas à resistência do terreno, comumente realizados na prática através da realização de ensaios *in situ*. Este processo consistiu do cálculo de valores nominais da resistência à tração via Método de Grenoble e o ajuste de tais resultados a partir da consideração dos erros associados a tais estimativas, ou seja, o erro do modelo. Assim, a distribuição de probabilidade da resistência à tração da fundação, R , é dada por $R = \varepsilon_r R_{CALC}$.

6.2 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo principal a descrição probabilística (determinação da distribuição de probabilidade e os parâmetros correspondentes) da resistência à tração de fundações de LTs, $f_R(r)$. Esta descrição probabilística é requisito básico no desenvolvimento de normas técnicas, seja no projeto probabilístico (nível 3) ou semi-probabilístico (nível 1). Tal objetivo foi atingido plenamente para fundações sujeitas à tração em solos arenosos.

Foi observado que, para as fundações de LTs, não existem normas nacionais e nem internacionais. Nacionalmente, a norma brasileira de fundações ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações (ABNT, 2010) é utilizada como base. Internacionalmente, são mais utilizados e conhecidos dois procedimentos de projeto para LTs: a IEC 60826 (2003) e o ASCE Manual 74 (2010), mais conhecido e aplicado na América do Norte (EUA). Ambos os procedimentos dependem do conhecimento de uma resistência característica correspondente a um quantil preestabelecido associado à distribuição de probabilidade da resistência da fundação. Entretanto, são poucas as informações relativas aos procedimentos associados à determinação da requerida distribuição de probabilidade da resistência.

Em decorrência das diversas incertezas de caráter inerente e epistemológico que afetam o projeto de fundações de LTs, o desenvolvimento de metodologia para o projeto de tais estruturas sujeitas a esforços de tração depende em muito de uma implementação analítico-experimental. Os dados experimentais coletados neste trabalho contemplam um grande número de sondagens SPT e ensaios de tração das fundações em real grandeza, daí resultando erros estatísticos desprezíveis. Este vasto banco de dados compreendeu: (i) 948 pontos de sondagens SPT, correspondendo a um total de 2844 resultados de sondagens para as profundidades de 2,00, 3,00 e 4,00 m; e (ii) 738 ensaios de tração em verdadeira grandeza de fundações de LTs em solo arenoso de um mesmo empreendimento.

A análise da variável N_{SPT} que corresponde a um campo estocástico indicou que para uma dada profundidade a função marginal correspondente pode ser representada pela distribuição de Gumbel, ou seja, não-gaussiano e consequentemente as dificuldades associadas ao tratamento deste problema.

Neste estudo a qualidade das estimativas obtidas pelo Método de Grenoble foi avaliada a partir da comparação das mesmas com os resultados obtidos em ensaios de tração em fundações em real grandeza. Foi observado que as estimativas feitas pelo Método de Grenoble são razoavelmente conservadoras, associadas a um pequeno coeficiente de variação ($Cov = 0,06$), indicando pouca dispersão dos resultados obtidos. Esta comparação permitiu também a determinação das estatísticas associadas ao erro do modelo, ε_r (valores mínimo, médio e máximo de ε_r são 1,37, 1,46 e 1,66, respectivamente). Conclui-se assim, que as estimativas do Método de Grenoble para os dados do empreendimento em questão resultam na faixa de 37 a 66% superiores aos valores experimentais. É interessante também mencionar que a despeito das diversas variáveis que afetam o problema e da simplicidade do tratamento dado, a dispersão associada a estes resultados é razoavelmente pequena.

A partir da descrição probabilística da resistência à tração da fundação conforme procedimentos apresentados nesta tese, e conhecida a distribuição de probabilidade associada ao carregamento, o projeto probabilístico (nível 3) pode ser implementado. O presente trabalho não teve como objetivo a discussão associada à modelagem dos carregamentos atuantes sobre a LT; entretanto, caso tais informações estejam disponíveis o projeto probabilístico pode ser facilmente implementado. Outra alternativa, de grande interesse prático seria a combinação da descrição probabilística da resistência à tração obtida neste trabalho com formatos semi-probabilísticos (nível 1), como por exemplo o formato adotado pelo IEC 60826 (2003). No procedimento desenvolvido neste trabalho pode-se demonstrar claramente que esta resistência característica é igual ao valor da resistência à tração da fundação obtida a partir da distribuição de probabilidade correspondente para um quantil preestabelecido. Vale ressaltar que distintos níveis de

confiabilidade podem ser ajustados a partir da escolha do quantil a ser adotado. Tal decisão deve ter ampla discussão no âmbito dos comitês normativos pertinentes.

6.3 RECOMENDAÇÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

O estudo apresentado nesta tese se limitou a sapatas em solos arenosos. Desta maneira, os procedimentos aqui desenvolvidos devem ser ampliados de tal maneira a contemplar as fundações profundas (tubulões, estacas) e também solos argilosos.

O presente trabalho não teve como objetivo a discussão associada à modelagem dos carregamentos atuantes sobre a LT; entretanto, caso tais informações estejam disponíveis o projeto probabilístico pode ser facilmente implementado. Desta maneira, a implementação do projeto probabilístico demanda a adequada modelagem do carregamento atuante nas LTs e a definição dos níveis confiabilidade alvo, consoantes com a sequência de falha desejável.

No procedimento desenvolvido neste trabalho pode-se demonstrar claramente que esta resistência característica é igual ao valor da resistência à tração da fundação obtida a partir da distribuição de probabilidade correspondente para um quantil préestabelecido. Vale ressaltar que distintos níveis de confiabilidade podem ser ajustados a partir da escolha do quantil a ser adotado. Tal decisão deve ter ampla discussão no âmbito dos comitês normativos pertinentes.

As fundações correspondem a apenas um dos componentes do sistema torre; a torre por sua vez é um componente do sistema LT. Desta maneira, o tratamento adequado do problema da confiabilidade de torres de LTs passa pelo estudo da confiabilidade de sistemas. Desta maneira, maiores esforços devem ser envidados para o tratamento da confiabilidade de LTs via teoria da confiabilidade de sistemas.

As normas atuais utilizadas para projeto de fundações de LTs são de nível 1. Conforme observado anteriormente, o projeto no nível 3 poderá ser facilmente implementado num horizonte próximo. Deve-se ter em mente que, considerados os requisitos da sustentabilidade, da competição entre diversas alternativas energéticas e a escassez de recursos, os métodos do ciclo de vida útil passarão a ter um maior destaque no contexto normativo. Desta maneira, deve-se ter em mente, para um determinado empreendimento, não apenas custos iniciais, mas também os custos associados a falha, custos de inspeção, custos de manutenção, etc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADAMS, J. I., and HAYES, D. C. – *The uplift capacity of shallow foundations*. Ontário Hydro Research Quarterly 19, 1, 1967.

ALONSO, U.R. *Exercícios de Fundações*, São Paulo, 2ª Edição, Editora Blucher, 2010.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Basic Principles*, Vol. I, New York , John Wiley & Sons, Inc., 1975.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Decision, Risk and Reliability* Vol. II, New York , John Wiley & Sons, Inc., 1990.

ABNT NBR 6118:2010 *Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT NBR 6122:2010 *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT NBR 6484:2001 *Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT NBR 8681:2003 *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ASCE Manual 74 – “*Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading*”, EUA, (2010).

AOKI, N.. *Sugestões para a revisão da norma de projeto da fundação NBR 6122. Encontro Técnico sobre Normas de Fundações*. ABMS. IESP. São Paulo, Brasil, 8p, 2003.

AZEVEDO, C.P.B. *Avaliação da Confiabilidade de Fundações de Torres Estaiadas em Linhas de Transmissão*. Dissertação de Mestrado UFMG. Belo Horizonte: 150p, 2007.

AZEVEDO, C.P.B. *Fundações para Linhas de Transmissão*, Belo Horizonte, Editora FUNDARC, 2009.

BAKER, J. e CALLE, E. *JCSS Probabilistic Model Code, Section 3.7: Soil Properties*, 2006.

BALLA, A. – *The resistance to breaking out of mushroom foundations for pylons*. Proc. 5th Int. Conf. Soil and Found. Eng. I, 1961.

BIAREZ, J., BARRAUD, Y. – *The Use of Soil Mechanics Methods for Adapting Tower Foundations to Soil Conditions*. Technical Report 22-06 CIGRÈ, Paris, 1968.

BOWLES, J.E. – *Foundation Analysis and Design*. 4th ed. New York: MacGraw-Hill, Inc. 1004p, 1988.

CIGRÈ – *Reliability Based Calibration of Foundation Strength Factor Using Full-Scale Test Data – A Guide for Design Engineers*, WG B2.07, March, 2008.

DANZIGER, F.A.B. *Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração*. Dissertação de Mestrado COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1983.

DANZIGER, F.A.B. e PINTO, C.P. *Alguns Critérios para Dimensionamento de Fundações Submetidas a Esforços de Tração*. V SNPTEE. Recife, 1979.

DIAMANTIDIS, D. e BAZZURRO, P. – *Target Safety criteria for existing structures*. Risk Acceptance and Risk Communication. Stanford University, Califórnia, USA, 2007.

DINIZ, S.M.C. *A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas*. VI Simpósio EPUSP de Estruturas de Concreto, São Paulo, 2006.

DINIZ, S.M.C. e SIMIU, E. *Reliability-Based Approach to Estimation of Load Factors for Rigid and Flexible Buildings*, Proceedings of the 10th Americas Conference on Wind Engineering, Baton Rouge, LA, EUA, 2005 (CD-ROM).

GALAMBOS, T. V. *Design Codes, Engineering Safety*. McGraw-Hill, p. 47-71, 1992.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION – “*IEC-60826: Design Criteria of Overhead Transmission Lines*”, África do Sul, IEC, (2003).

KAMINSKI JÚNIOR, J. *Incertezas de Modelo na Análise de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão*, Tese de Doutorado UFRGS, Porto Alegre, 2007.

KULHAWY, F.H., TRAUTMANN, C.H. e HIRANY, A. – *Overview of Some EPRI Research for Transmission Line Structure Foundation*. ASCE, 2004.

MACDONALD, H. F. – *Uplift resistance of caisson piles in sand*. MSc thesis, Nova Scotia Technical College, 1963.

MADSEN, H.O., KRENK, S., e LIND, N.C. *Methods of Structural Safety*, Prentice Hall, New Jersey, p. 403, 1986.

MELCHERS, R. E. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, John Wiley & Sons, 1999.

MENEZES, RCR. *Estudos de Confiabilidade de Linhas de Transmissão Submetidas à Ação do Vento*. Dissertação de Mestrado UFRGS. Porto Alegre: 85p, 1988.

MENEZES, RCR. e SILVA, JBGF. 2000. “*On the variability of mechanical properties of materials for transmission line steel towers*”. Artigo revista ELECTRA Abril/2000 - CIGRÈ. França.

MENEZES, RCR. e SILVA, JBGF. “*Statistical analysis of structural data of transmission line steel towers*”. Artigo revista ELECTRA Junho/2003 - CIGRÈ. França, 2003.

MEYERHOF, G.G. e ADAMS, J. I. – *The Ultimate Uplift Capacity of Foundations*. Canadian Geotechnical Journal Vol. 5, number 4, 1968.

PANDEYA, M.D. e NATHWANIB, J.S. *Life quality index for the estimation of societal willingness-to-pay for safety*. Journal Structural Safety 26, p. 181–199, 2004.

RIBEIRO, R.C.H. *Aplicações de Probabilidade e Estatística em Análises Geotécnicas*. Tese de Doutorado PUC-Rio. Rio de Janeiro: 161p, 2008.

SILVEIRA, J.E.S. *Curso de Fundações – Volumes 1 e 2*. Apostila UFMG. Belo Horizonte: 96p, 2002.

SPENCE, B. F. – *Uplift resistance of piles with enlarged bases in clay*. MSc thesis, Nova Scotia Technical College, 1965.

SUTHERLAND, H. B. – *Model studies for shaft raising through cohesionless soils*. Proc. 5th Int. Conf. Soil and Found. Eng. 2, 1965.

VELOZO, L.T. *Metodização do Estudo das Fundações para Suportes de Linhas de Transmissão*. Tese de Doutorado PUC-Rio. Rio de Janeiro: 153p, 2010.

ANEXO I – EXEMPLO DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO

Sapatas em Solos de 1ª Categoria

Seja a intenção neste momento estimar a capacidade de carga à tração da sapata esquematizada na Fig. AI.1, onde também estão apresentadas as características do terreno.

Dados:

$$q_o = 20\text{kN/m}^2$$

$$\gamma = 16\text{kN/m}^3$$

$$c = 0\text{kN/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$$

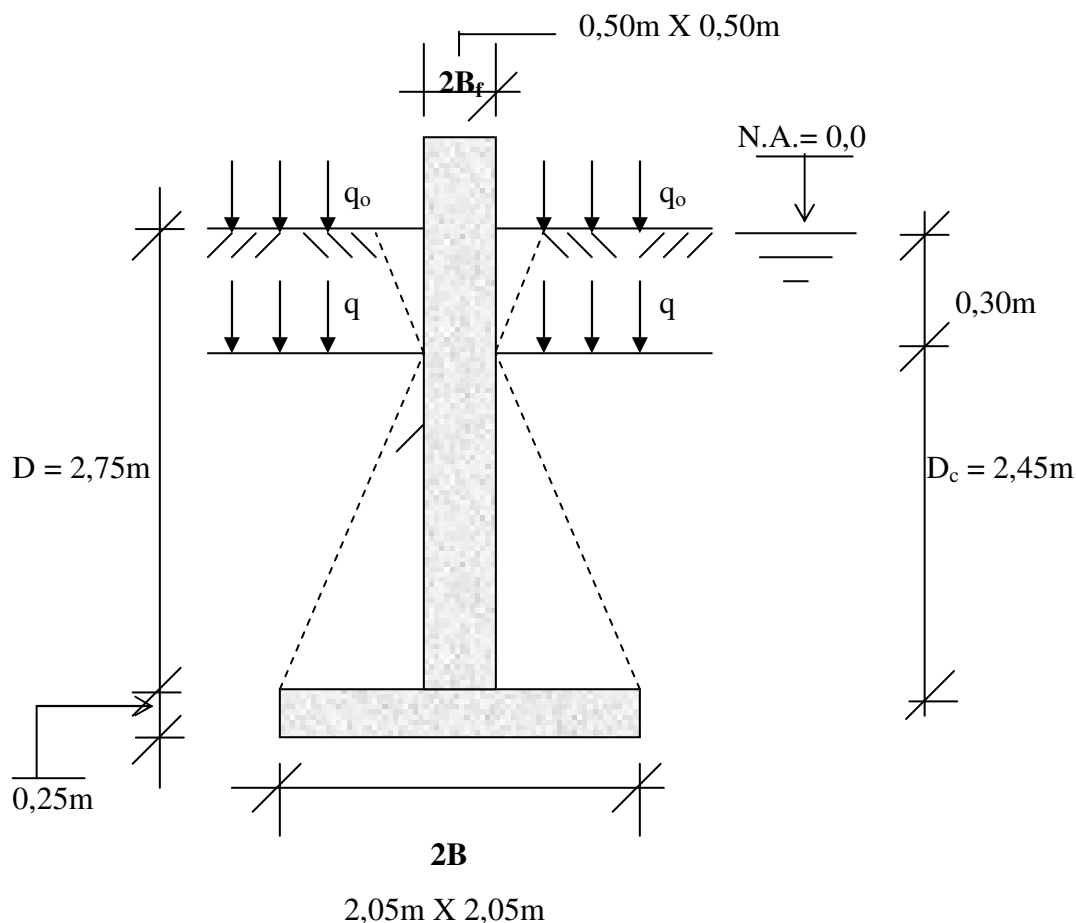


FIGURA AI.1 Exemplo cálculo capacidade de carga tração em sapatas – Solos de 1ª Categoria

Profundidade crítica: $D_c = 5(B - B_f) = 5 \times \left(\frac{2,05}{2} - \frac{0,50}{2} \right) = 5 \times (1,025 - 0,25) = 3,875m$

Profundidade enterrada: $D = 2,75m$

(acima da base)

Portanto, $D < D_c$

A capacidade de carga à tração será dada por:

$$Q_{ft} = Q_{ft}(base) + Q_{ft}(fuste) + P$$

Peso da sapata (submersa):

$$P = (0,50^2 \times 2,75 + 2,05^2 \times 0,25) \times (25 - 10) = 26,1kN$$

Parcela da base: $Q_{ft}(base)$

$$Q_{ft}(base) = p_b \cdot D_c [cM_{c1} + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma)_1 + [q_o + \gamma(D - D_c)]M_{q1}] + (S_b - S_f) \cdot \gamma \cdot D_c$$

Raio equivalente: $R_e = \frac{p_b}{2\pi} = \frac{4 \times 2,05}{2\pi} = 1,31m$

Profundidade relativa: $\frac{D}{R_e} = \frac{2,75}{1,31} = 2,18$

De forma extremamente rápida podem ser usadas as tabelas de AZEVEDO (2009) para o cálculo dos coeficientes da capacidade de carga à tração. Veja a seguir:

Coeficientes:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{D}{R_e} = \frac{2,75}{1,31} = 2,18 \\ \phi = 30^\circ \\ \alpha = +\frac{\pi}{16} = +11,25^\circ \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{c1} = 0,90 \\ (M_\phi + M_\gamma)_1 = 0,35 \text{ e } M_{q1} = 0,23 \end{array}$$

Então,

$$Q_{ft}(base) = (4 \times 2,05 \times 2) [15 \times 0,9 + (16 - 10) \times 2 \times 0,35 + [20 + (16 - 10) \times (2,3 - 2)] \times 0,23] + (1,3^2 - 0,5^2) \times (16 - 10) \times 2$$

$$Q_{ft}(base) = 203,3kN$$

Parcela do fuste: $Q_{ft}(fuste)$

$$Q_{ft}(fuste) = p_f \cdot (D - D_c) [cM_c + \gamma(D - D_c)(M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q]$$

Raio equivalente: $R_{fe} = \frac{p_f}{2\pi} = \frac{4 \times 0,50}{2\pi} = 0,32m$

Profundidade relativa: $\frac{(D - D_c)}{R_{fe}} = \frac{(2,30 - 2,00)}{0,32} = 0,94$

De forma extremamente rápida podem ser usadas as tabelas de AZEVEDO (2009) para o cálculo dos coeficientes da capacidade de carga à tração. Veja a seguir:

Coeficientes:

$$\left. \begin{aligned} \frac{(D - D_c)}{R_{fe}} &= \frac{0,30}{0,32} = 0,94 \\ \phi &= 10^\circ \\ \alpha &= -\frac{\phi}{8} = -1,25^\circ \end{aligned} \right\} \begin{aligned} M_c &= 0,92 \\ (M_\phi + M_\gamma) &= 0,09 \text{ e } M_q = 0,14 \end{aligned}$$

Então,

$$Q_{ft}(fuste) = (4 \times 0,50) \times (0,30) \times [15 \times 0,92 + (16 - 10) \cdot (0,30) \times 0,09 + 20 \times 0,14]$$

$$Q_{ft}(fuste) = 10,1kN$$

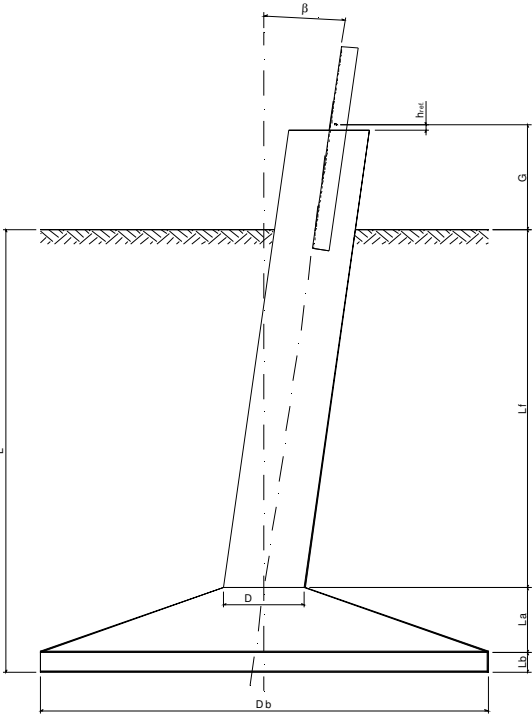
Portanto, a capacidade de carga à tração será dada por:

$$Q_{ft} = Q_{ft}(base) + Q_{ft}(fuste) + P = 203,3 + 10,1 + 26,1$$

$$\therefore Q_{ft} = 239,5kN = 23,95tf$$

ANEXO II – PLANILHA DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO

Na página seguinte é apresentado um modelo de planilha elaborada e utilizada para os cálculos da capacidade de carga à tração das fundações pelo Método de Grenoble.

MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO EM SAPATA - SOLO ESPECIAL IV - TORRE TIPO XYZ		
1 - DADOS GERAIS DA FUNDAÇÃO		
1.1 - DESCRIÇÃO DO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO		
Sapata é um elemento de fundação de concreto armado dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim (ABNT NBR 6122:1996). Esta fundação é constituída de uma sapata na base e fuste inclinado na direção da cantoneira de ancoragem ("Stub"), ver figura 1. Este projeto foi concebido para as torres autoportantes tipo XYZ e aplicação em solos tipo IV cujas características e propriedades geotécnicas mínimas são apresentadas no item 1.5 na próxima página. A definição geotécnica dos tipos de solos nos locais de aplicação destes elementos é fundamental para a segurança destas fundações.		
1.2 - DESCRIÇÃO GEOMÉTRICA DA FUNDAÇÃO E NOTAÇÕES		
		β = Ângulo de inclinação real da torre e do fuste h_{ref} = Altura do furo de referência ("trusquino") G = Afloramento de concreto do fuste L_f = Altura do fuste enterrado L_a = Altura da seção tronco-piramidal da sapata L_b = Altura do rodapé da sapata L = Profundidade enterrada da sapata D_b = Largura da base da sapata D = Largura do fuste da sapata σ_{adm} = tensão admissível do solo a compressão c_e = Intercepto de coesão efetiva ϕ = Ângulo de atrito interno do solo α = Ângulo de atrito fictício - teórico γ_t = Peso específico do solo γ_{cc} = Peso específico do concreto armado f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão γ_c = Coeficiente de minoração da resistência do concreto f_{yk} = Resistência característica do aço à tração γ_s = Coeficiente de minoração da resistência do aço C = Carregamento máximo de compressão H_{TC} = Carga horizontal transversal - compressão máxima H_{LC} = Carga horizontal longitudinal - compressão máxima H_{RC} = Carga horizontal resultante - compressão máxima T = Carregamento máximo de tração H_{TT} = Carga horizontal transversal - tração máxima H_{LT} = carga horizontal longitudinal - tração máxima H_{RT} = carga horizontal resultante - tração máxima CS = Coeficiente de segurança c = cobrimento da armadura
Figura 1 - Croquis da fundação em sapata de concreto		
1.3 - DADOS GEOMÉTRICOS DA FUNDAÇÃO		
1.3.1 - Altura do furo de referência ("trusquino"):	$h_{ref} =$	4,15 cm
1.3.2 - Afloramento mínimo do fuste da sapata:	$G_{min} =$	20 cm
1.3.3 - Afloramento máximo do fuste da sapata:	$G_{max} =$	170 cm
1.3.4 - Altura da seção tronco-piramidal da sapata:	$L_a =$	60 cm
1.3.5 - Altura do rodapé da sapata:	$L_b =$	15 cm
1.3.6 - Largura da base da sapata:	$D_b =$	300 cm
1.3.7 - Largura do fuste da sapata:	$D =$	50 cm
1.3.8 - Profundidade enterrada da sapata:	$L =$	300 cm
1.3.9 - Altura do fuste enterrado:	$L_f =$	225 cm
1.4 - QUANTITATIVOS GERAIS DA FUNDAÇÃO		
1.4.1 - Volume de concreto armado Afloramento Mínimo:	$V_{concreto_min} =$	4,10 m³
1.4.2 - Volume de concreto armado Afloramento Máximo:	$V_{concreto_max} =$	4,48 m³
1.4.3 - Volume de escavação:	$V_{escavação} =$	27,00 m³
1.4.4 - Volume de reaterro:	$V_{reaterro} =$	22,94 m³
1.4.6 - Área de Forma Afloramento Mínimo:	$A_{forma_min} =$	6,70 m²
1.4.5 - Área de Forma Afloramento Máximo:	$A_{forma_max} =$	9,70 m²

MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO EM SAPATA - SOLO ESPECIAL IV - TORRE TIPO XYZ			
1.5 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS SOLO IV			
1.5.1 - Tensão admissível do solo à compressão:	adm =	5,00	kgf/cm ²
1.5.2 - Intecepto de coesão efetiva:	c _e =	0,00	kgf/cm ²
1.5.3 - Ângulo de atrito interno do solo:	=	35	º
1.5.4 - Ângulo de atrito fictício - teórico:	=	20	º
1.5.5 - Peso específico do solo:	t =	2,20	tf/m ³
1.6 - CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAS CONSTITUINTES DA FUNDAÇÃO: CONCRETO E AÇO			
1.6.1 - Resistência característica do concreto à compressão:	f _{ck} =	200	kgf/cm ²
1.6.2 - Peso específico do concreto armado:	cc =	2,50	tf/m ³
1.6.3 - Coeficiente de minoração da resistência do concreto:	c =	1,40	
1.6.4 - Resistência característica do aço à tração:	f _{yk} =	5000	kgf/cm ²
1.6.5 - Coeficiente de minoração da resistência do aço:	s =	1,15	
2 - CARREGAMENTOS MÁXIMOS NA FUNDAÇÃO		Tangente Longitudinal	= 0,079728
		Tangente Transversal	= 0,095678
2.1 - COMPRESSÃO			
2.1.1 - Carregamento máximo de compressão:	C =	56670	kgf
2.1.2 - Carregamento horizontal transversal de compressão máxima:	H _{TC} =	1801	kgf
2.1.3 - Carregamento horizontal longitudinal de compressão máxima:	H _{LC} =	429	kgf
2.1.4 - Carregamento horizontal resultante de compressão máxima:	H _{RC} =	1851	kgf
2.2 - COMPRESSÃO MAJORADA			
2.2.1 - Coeficiente de segurança utilizado nos carregamentos de compressão máxima:	CS =	1,00	
2.2.2 - Carregamento máximo de compressão majorado:	CS x C =	56670	kgf
2.2.3 - Carregamento horizontal transversal de compressão máxima majorado:	CS x H _{TC} =	1801	kgf
2.2.4 - Carregamento horizontal longitudinal de compressão máxima majorado:	CS x H _{LC} =	429	kgf
2.2.5 - Carregamento horizontal resultante de compressão máxima majorado:	CS x H _{RC} =	1851	kgf
2.3 - TRAÇÃO			
2.3.1 - Carregamento máximo de tração:	T =	49275	kgf
2.3.2 - Carregamento horizontal transversal de tração máxima:	H _{TT} =	1806	kgf
2.3.3 - Carregamento horizontal longitudinal de tração máxima:	H _{LT} =	433	kgf
2.3.4 - Carregamento horizontal resultante de tração máxima:	H _{RT} =	1857	kgf
2.4 - TRAÇÃO MAJORADA			
2.4.1 - Coeficiente de segurança utilizado nos carregamentos de tração máxima:	CS =	1,00	
2.4.2 - Carregamento máximo de tração majorado:	CS x T =	49275	kgf
2.4.3 - Carregamento horizontal transversal de tração máxima majorado:	CS x H _{TT} =	1806	kgf
2.4.4 - Carregamento horizontal longitudinal de tração máxima majorado:	CS x H _{LT} =	433	kgf
2.4.5 - Carregamento horizontal resultante de tração máxima majorado:	CS x H _{RT} =	1857	kgf
3 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA FUNDAÇÃO			
3.1 - COMPRESSÃO			
3.1.1 - Volume de concreto máximo:			
$V_{Cmax} = D^2 \times (L_f + G_{max} - h_{ref}) + \frac{L_a}{3} \times (Db^2 + D^2 + Db \times D) + Db^2 \times L_b$		V _{cmáx} =	4,48 m ³
3.1.2 - Peso de concreto máximo:		P _{Cmax} =	11,19 tf
$P_{Cmax} = V_{Cmax} \times \gamma_{cc}$			
3.1.3 - Tensão média calculada na base:		σ _{med} =	0,75 kgf/cm ²
$\sigma_{med} = \frac{C + P_{Cmax}}{Db^2}$			
3.1.4 - Verificação da tensão média de compressão calculada na base:		$\sigma_{med} = \frac{C + P_{Cmax}}{Db^2} \leq \sigma_{adm}$	OK!!
3.2 - TRAÇÃO			
3.2.1 - Volume de concreto mínimo:			
$V_{Cmin} = D^2 \times (L_f + G_{min} - h_{ref}) + \frac{L_a}{3} \times (Db^2 + D^2 + Db \times D) + Db^2 \times L_b$		V _{cmin} =	4,10 m ³

MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO EM SAPATA - SOLO ESPECIAL IV - TORRE TIPO XYZ			
3.2.3 - Capacidade de carga à tração:			
$Q_{RT_{GEN}} = \pi \times Db \times (L_f + L_a) \times C_e \times M_c + \gamma_i \times (L_f + L_a) \times (M_\phi + M_\gamma) + P_{C_{min}} + \left(Db^2 - D^2 - \frac{La}{3} \times (Db^2 + D^2 + Db \times D) \right) \times (L_f + L_a) \times \gamma_i$			
3.2.3.1 - Raio Equivalente:	$R_e = \frac{p}{2\pi}$ Onde p é o perímetro da base da sapata.	R _e =	1,91 m
3.2.3.2 - Profundidade crítica:	$D_c = 5R$	D _c =	9,55 m
3.2.3.3 - Profundidade enterrada:	$D = L - L_b$	D =	2,85 m
3.2.3.4 - Profundidade relativa:	$\frac{D}{R_e}$	$\frac{D}{R_e} =$	1,49 m/m
3.2.3.5 - Cálculo analítico do coeficiente de capacidade de carga à tração relativo à coesão "M _c ":			
	$M_c = M_{co} \times \left(1 - \frac{1}{2} \text{tg} \alpha \times \frac{D}{R} \right)$	M _c =	0,842
3.2.3.6 - Cálculo analítico do coeficiente de capacidade de carga à tração relativo ao ângulo de atrito e ao peso específico "M _φ , M _γ ":			
	$M_\phi + M_\gamma = (M_{\phi_0} + M_{\gamma_0}) \times \left(1 - \frac{1}{3} \text{tg} \alpha \times \frac{D}{R} \right)$	M _φ + M _γ =	0,335
Portanto, a capacidade de carga à tração desta fundação será dada por:			
		Q _{RT} =	49,64 tf
3.2.3.7 - Verificação da capacidade de carga à tração:	$CS = \frac{Q_{RT}}{T} \geq 1$		OK!!
3.3 - TOMBAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO			
3.3.1 - Momentos atuantes:			
3.3.1.1 - Momento Longitudinal:	$M_L = H_{LC} \times (G_{max} + L)$	M _L =	2,02 tf.m
3.3.1.2 - Momento Transversal:	$M_T = H_{TC} \times (G_{max} + L)$	M _T =	8,46 tf.m
3.3.1.3 - Tensão Máxima de Compressão na Borda:		σ _{max} =	0,99 kgf/cm ²
	$\sigma_{max} = \frac{C + P_{C_{max}}}{Db^2} + \frac{6 \times (H_{TC} + H_{LC}) \times (L + G_{max})}{Db^3} \leq 1,3 \times \sigma_{adm}$		
3.3.1.4 - Verificação da Tensão Máxima de Compressão na Borda:			OK!!
3.4 - TOMBAMENTO À FLEXO-TRAÇÃO			
3.4.1 - Momento atuante:		M _{FT} =	-3,89 tf.m
3.4.1.1 - Momento transversal atuante:	$M_{TT} = [H_{TT} \times (G_{max} + L)] + (T - P_{C_{max}}) \times \frac{Db}{3}$	M _{FT_T} =	-3,89 tf.m
3.4.1.2 - Momento longitudinal atuante:	$M_{LT} = [H_{LT} \times (G_{max} + L)] + (T - P_{C_{max}}) \times \frac{Db}{3}$	M _{FT_L} =	-10,35 tf.m
3.4.2 - Momento estabilizante:		M _{EQ} =	110,35 tf.m
$M_{EQ} = (P_{s1} + P_{s2c}) \times \frac{(7 \times Db + 3 \times D)}{12} + (P_{s2a} + P_{s2b}) \times \left(\frac{5 \times Db + 2 \times L_c \times \text{tg} \alpha}{6} \right)$			
Onde:			
	$L_c = L_f + L_a$	L _c =	2,85 m
	$L_d = \left(\frac{Db - D}{2} \right)$	L _d =	1,25 m
	$P_{s1} = L_d \times \left(L_c - \frac{L_a}{\gamma} \right) \times Db \times \gamma_i$	P _{s1} =	21,04 tf

MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO EM SAPATA - SOLO ESPECIAL IV - TORRE TIPO		XYZ
$P_{s2a} = \frac{L_c^2 \times tg \alpha}{2} \times Db \times \gamma_t$	$P_{s2a} =$	9,76 tf
$P_{s2b} = \frac{\pi}{6} \times L_c^3 \times tg^2 \alpha \times \gamma_t$	$P_{s2b} =$	3,53 tf
$P_{s2c} = \frac{L_c^2 \times tg \alpha}{2} \times L_d \times \gamma_t$	$P_{s2c} =$	4,06 tf
3.4.3 - Verificação Tombamento à Flexo-Tração:		OK!!
3.5 - DESLIZAMENTO		
3.5.1 - Coeficiente de segurança ao deslizamento:		
$CS_{DZ} = \frac{(C + P_{C \min}) \times tg \alpha}{H_{RC}} \geq 1,5$	$CS_{DZ} =$	11,14
3.5.2 - Verificação ao deslizamento:		OK!!