



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CAMPUS REITOR JOÃO DAVID FERREIRA LIMA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Pedro Antonio Neves Zaniboni

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PARA TORRES AUTOPORTANTES
DE LINHA DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA – CASO DO TRECHO DE
LINHA DE TRANSMISSÃO DE 525 KV**

Florianópolis

2024

Pedro Antonio Neves Zaniboni

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PARA TORRES AUTOPORTANTES
DE LINHA DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA – CASO DO TRECHO DE
LINHA DE TRANSMISSÃO DE 525 KV**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao curso de engenharia civil do Centro ou Campus Reitor João David Ferreira Lima da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Orientador(a): Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Florianópolis

2024

Zaniboni, Pedro Antonio Neves

Dimensionamento de fundações para torres autoportantes de linha de transmissão de energia - caso do trecho de linha de transmissão de 525 kV / Pedro Antonio Neves Zaniboni ; orientador, Rafael Augusto dos Reis Higashi, 2024.

119 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estrutura de fundação. 3. Linha de transmissão de energia. 4. Tubulão. 5. Sapata. I. Higashi, Rafael Augusto dos Reis. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Pedro Antonio Neves Zaniboni

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PARA TORRES AUTOPORTANTES
DE LINHA DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA – CASO DO TRECHO DE
LINHA DE TRANSMISSÃO DE 525 KV**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 05 de dezembro de 2024.

Prof. Liane Ramos da Silva, Dr.
Coordenação do Curso

Banca examinadora

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Orientador

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Felipe Ramos de Oliveira
Araxá Engenharia

Florianópolis, 2024.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos às pessoas que tornaram possível a realização deste trabalho. Primeiramente, à minha família, que sempre esteve ao meu lado, especialmente aos meus pais, Renato Zaniboni e Marlize Pereira das Neves, por todo o apoio e incentivo ao longo da minha trajetória acadêmica e profissional.

Estendo também meu agradecimento à minha avó Lucinda das Neves, que sempre foi uma fonte de carinho e inspiração.

À minha namorada, Juliana Loureiro, por sua paciência, compreensão e apoio constante durante as etapas deste projeto, agradeço profundamente.

Sou grato ao meu orientador, Prof. Dr. Rafael Augusto dos Reis Higashi, por sua compreensão e incentivo na mudança de tema deste trabalho para algo mais alinhado à minha área de atuação.

Agradeço aos meus supervisores, engenheiros Felipe Ramos de Oliveira e Rodrigo Costa do Amaral, além da Araxá Engenharia, pelos conhecimentos valiosos sobre o tema, contribuindo de forma significativa para o desenvolvimento deste projeto.

Por fim, agradeço aos amigos do grupo AZCD pela amizade, companheirismo e apoio ao longo dessa jornada.

RESUMO

Os projetos de dimensionamento geotécnico e estrutural para fundações de torres autoportantes em linhas de transmissão de energia de alta tensão são estruturados com base em projetos-tipo. Essa abordagem visa facilitar a padronização das fundações em extensas linhas de transmissão, que solicitam mecanicamente diversos tipos de solos, proporcionando escalabilidade e eficiência no processo construtivo. Embora fundações em sapata e tubulão sejam comuns na engenharia civil, o uso em torres de transmissão requer análise cuidadosa das demandas específicas, especialmente das forças de tração que geram o efeito de arrancamento. Este trabalho aplica metodologias consolidadas no dimensionamento geotécnico e estrutural dessas fundações, incluindo o desenvolvimento de uma sequência prática de cálculo e a análise de um estudo de caso. As estruturas estudadas fazem parte de uma linha de transmissão de 525kV, com extensão de 75,1km. No estudo, são detalhados os dimensionamentos geotécnico e estrutural de fundações em sapata e tubulão para torres de ancoragem intermediária (A1) e ancoragem terminal (AT), essas estruturas apresentam carregamentos de compressão na fundação de 2.172kN e 2.883kN, além de carregamento de tração de 1.788kN e 2.363kN, respectivamente para o eixo local. Em solos de média a alta resistência, o fator predominante no dimensionamento das sapatas foi a tração de arrancamento, com recalques calculados devido a compressão de 3,7 e 4,3cm para a torre A1, e de 4,4 e 5,2cm para torre AT. Para os tubulões, o efeito de arrancamento foi decisivo em solos de média competência, enquanto, em solos menos resistentes, a compressão determinou a configuração final. Os recalques nos tubulões foram mínimos no encurtamento elástico, concentrando-se na deformação do solo na base, com valores de 1,2 e 2,2cm, para a torre A1 e de 1,5 e 2,4cm para torre AT. Estruturalmente, as solicitações de flexo-tração em hipóteses de tração direcionaram o dimensionamento da armadura longitudinal nos fustes das sapatas e dos tubulões, garantindo a segurança e integridade das fundações, o mesmo ocorreu nas bases das sapatas, onde a área inferior tracionada da base ditou o dimensionamento.

Palavras-chave: Estrutura de fundação; tubulão; sapata; linha de transmissão de energia; torre autoportante.

ABSTRACT

Geotechnical and structural design projects for foundations of self-supporting towers in high-voltage transmission lines are developed based on standardized project types. This approach aims to facilitate the foundation standardization across extensive transmission lines, providing scalability and efficiency in the construction process. Although spread footing and caisson foundations are common in civil engineering, their use in transmission towers requires careful analysis of specific demands, especially the tensile forces that cause uplift effects. This work applies established methodologies for geotechnical and structural foundation design, including the development of a practical calculation sequence and a case study analysis. The studied structures are part of a 525kV transmission line extending 75.1km. The study details the geotechnical and structural design of spread footing and caisson foundations for intermediate anchor towers (A1) and terminal anchor towers (AT), which exhibit compression loads on the foundations of 2,172kN and 2,883kN, along with tensile loads of 1,788kN and 2,363kN, respectively, for the local axis. In soils of medium to high strength, uplift traction was the dominant factor in the design of footings, with settlements calculated at 3.7 and 4.3cm for the A1 tower and 4.4 and 5.2cm for the AT tower. For caissons, uplift traction was crucial in soils of moderate competency, while in weaker soils, compression dictated the final configuration. Settlements in caissons were minimal in terms of elastic shortening, concentrated primarily in soil deformation at the foundation base, with values of 1.2 and 2.2cm for the A1 tower and 1.5 and 2.4cm for the AT tower. Structurally, flexural-tensile stresses in tensile scenarios directed the design of the longitudinal reinforcement for the shafts of footings and caissons, ensuring foundation safety and integrity; the same was true for the footing bases, where the lower, tensioned area of the base dictated the design.

Keywords: Foundation structure; caissons; footing; power transmission line; self-supporting tower.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema elétrico padrão.....	18
Figura 2 – Expansão da matriz elétrica brasileira.....	19
Figura 3 – Mapa Geoelétrico - Rede de Operação - Brasil - 2028	20
Figura 4 – Torres Autoportante (a) e estaiada (b).	22
Figura 5 – Vão de peso de uma torre.....	23
Figura 6 – Árvores de Carregamento em Torres de LT – Hipóteses Básicas	24
Figura 7 – Silhueta de Torre Autoportante de LT	26
Figura 8 – Esquema stub	27
Figura 9 – Esquema sapata	28
Figura 10 – Esquema tubulão com e sem base	30
Figura 11 – Esquema bloco sobre estavas com cintas de travamento	32
Figura 12 – Esquema bloco ancorado em rocha.....	33
Figura 13 – Mecanismo de ruptura dos solos.....	43
Figura 14 – Mecanismo de ruptura de uma estaca	48
Figura 15 – Diagrama das forças de reação do solo estaca curta	50
Figura 16 – Superfície de ruptura equivalente para tubulão sem base	53
Figura 17 – Mecanismos de ruptura para sapatas em solos fracos	54
Figura 18 – Mecanismos de ruptura para sapatas em solos competentes	55
Figura 19 – Fator de influência e profundidade para recalque de sapatas.....	58
Figura 20 – Esquema de sapata com dimensões indicadas	68
Figura 21 – Zona de compressão base da sapata	69
Figura 22 – Esquema tubulão com base alargada	76
Figura 23 – Esquema base do tubulão.....	79
Figura 24 – Tipos de Solos presentes ao longo da LT	82
Figura 25 – Exemplo de sondagem de solo tipo I	84
Figura 26 – Exemplo de sondagem de solo tipo II	85
Figura 27 – Exemplo de sondagem de solo tipo III	86
Figura 28 – Dimensões das sapatas	88
Figura 29 – Disposição das armaduras do fuste da sapata - corte transversal	99
Figura 30 – Disposição das armaduras do fuste da sapata - corte longitudinal	100
Figura 31 – Disposição das armaduras da base da sapata	100
Figura 32 – Dimensões dos tubulões	103

Figura 33 – Disposição das armaduras do tubulão - corte transversal.....	112
Figura 34 – Disposição das armaduras do tubulão - corte longitudinal	112

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Fatores de capacidade de carga de Meyerhof	45
Quadro 2 – Fórmulas para cálculo de fatores de Meyerhof	46
Quadro 3 – Geometria das sapatas	88
Quadro 4 –Detalhamento das armaduras da sapata para torre A1	98
Quadro 5 –Detalhamento das armaduras da sapata para torre AT.....	99
Quadro 6 – Levantamento de materiais para execução das sapatas.....	101
Quadro 7 – Geometria das sapatas	103
Quadro 8 – Detalhamento das armaduras da sapata para torre AT.....	111
Quadro 9 – Detalhamento das armaduras da sapata para torre AT.....	111
Quadro 10 – Levantamento de materiais para execução dos tubulões.....	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (1/5).....	39
Tabela 2 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (2/5).....	39
Tabela 3 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (3/5).....	39
Tabela 4 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (4/5).....	40
Tabela 5 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (5/5).....	40
Tabela 6 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Chaves (1/2).....	40
Tabela 7 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Chaves (2/2).....	41
Tabela 8 – Sugestão de parâmetros geotécnicos para solos tipo.....	42
Tabela 9 – Sugestão de parâmetros geotécnicos para tipos de rochas.....	42
Tabela 10 – Coeficiente de reação horizontal para argilas	47
Tabela 11 – Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal para areias ..	48
Tabela 12 – Fatores para dimensionamento de tubulões	62
Tabela 13 – Fatores de segurança globais	63
Tabela 14 – Parâmetros geotécnicos LT 525 kV Bateias – Curitiba Leste.....	83
Tabela 15 – Resumo de cargas no eixo local para torre A1.....	87
Tabela 16 – Resumo de cargas no eixo local para torre AT	87
Tabela 17 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnico para sapata para solo tipo I A1.....	89
Tabela 18 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnica para sapata para solo tipo II A1.....	89
Tabela 19 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnica para sapata para solo tipo I AT	90
Tabela 20 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnica para sapata para solo tipo II AT	90
Tabela 21 – Parâmetros utilizados pelo método de Terzaghi	90
Tabela 22 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi.....	91
Tabela 23 – Tensão admissível para sapatas pelo método de Terzaghi	91
Tabela 24 – Fatores de carga pelo método de Meyerhof.....	91
Tabela 25 – Fatores de forma e profundidade pelo método de Meyerhof.....	92
Tabela 26 – Tensão admissível para sapatas pelo método de Meyerhof	92
Tabela 27 – Tensão admissível do solo	92
Tabela 28 – Verificação à compressão do solo.....	93

Tabela 29 – Verificação à compressão de borda no solo.....	93
Tabela 30 – Verificação ao tombamento.....	93
Tabela 31 – Verificação ao deslizamento.....	94
Tabela 32 – Dados de entrada para verificação do arrancamento das sapatas.....	94
Tabela 33 – Verificação ao arrancamento.....	94
Tabela 34 – Verificação rigidez das sapatas.....	95
Tabela 35 – Cálculo da armadura de flexão superior da base da sapata.....	95
Tabela 36 – Cálculo da armadura de flexão inferior da base da sapata.....	96
Tabela 37 – Armadura de flexão inferior e superior da base da sapata.....	96
Tabela 38 – Cálculo da armadura longitudinal do fuste da sapata.....	97
Tabela 39 – Armadura longitudinal do fuste da sapata.....	97
Tabela 40 – Cálculo da armadura de cisalhamento do fuste das sapatas.....	98
Tabela 41 – Recalque das sapatas.....	101
Tabela 42 – Resumo de cargas no eixo global para torre A1.....	102
Tabela 43 – Resumo de cargas no eixo global para torre AT.....	102
Tabela 44 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo II para torre A1.....	104
Tabela 45 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo III para torre A1.....	104
Tabela 46 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo II para torre AT.....	104
Tabela 47 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo III para torre AT.....	104
Tabela 48 – Parâmetros utilizados pelo método de Terzaghi.....	105
Tabela 49 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi.....	105
Tabela 50 – Tensão admissível para os tubulões pelo método de Terzaghi.....	105
Tabela 51 – Fatores de carga pelo método de Meyerhof.....	106
Tabela 52 – Fatores de forma e profundidade pelo método de Meyerhof.....	106
Tabela 53 – Tensão admissível para sapatas pelo método de Meyerhof.....	106
Tabela 54 – Tensão admissível do solo.....	107
Tabela 55 – Verificação à compressão do solo.....	107
Tabela 56 – Verificação à compressão do solo.....	108
Tabela 57 – Dados de entrada para verificação do arrancamento dos tubulões.....	108
Tabela 58 – Verificação ao arrancamento.....	108

Tabela 59 – Verificação da base alargada dos tubulões	109
Tabela 60 – Cálculo da armadura longitudinal dos fustes dos tubulões.....	109
Tabela 61 – Armadura longitudinal dos fustes dos tubulões	110
Tabela 62 – Cálculo armadura de cisalhamento do fuste dos tubulões	110
Tabela 63 – Recalque dos tubulões	113

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
LT	Linha de Transmissão de Energia Elétrica
NA	Nível de Água
ONS	Operador Nacional do Sistema elétrico
SPT	Standard Penetration Test
SIN	Sistema Interligado Nacional
AC	Corrente Alternad

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVO GERAL	17
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	SISTEMA ELÉTRICO NACIONAL	18
2.1.1.1	<i>Produção</i>	18
2.1.1.2	<i>Transmissão</i>	19
2.1.1.3	<i>Distribuição</i>	21
2.2	TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA	21
2.2.1	Tipos de Torres	21
2.2.2	Carregamentos	23
2.2.3	Ligação entre torre autoportante e fundação	26
2.3	FUNDAÇÕES DE ESTRUTURAS AUTOPORTANTES DE LT	27
2.3.1	Sapatas	28
2.3.2	Tubulões	29
2.3.3	Bloco sobre estacas	31
2.3.4	Bloco ancorados em rocha	32
2.4	SOLO	33
2.4.1	Características Mecânicas dos Solos	34
2.4.1.1	<i>Ângulo de Atrito</i>	34
2.4.1.2	<i>Coesão</i>	34
2.4.1.3	<i>Resistencia ao Cisalhamento</i>	35
2.4.2	Investigação geotécnica	36
2.4.2.1	<i>Poços de Inspeção</i>	36
2.4.2.2	<i>Sondagem a Trado</i>	37
2.4.2.3	<i>Sondagem a Percussão (SPT)</i>	37
2.4.2.4	<i>Sondagem Rotativa e Mista</i>	38
2.4.3	Correlações com o índice NSPT	38
2.4.4	Tipificação dos Solos	41
2.5	RESISTÊNCIAS SOLICITADAS PELAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO	42
2.5.1	Resistencia à Compressão	43

2.5.1.1	<i>Método de Terzaghi</i>	43
2.5.1.2	<i>Método de Meyerhof</i>	45
2.5.2	Resistência a Esforços Laterais	46
2.5.2.1	<i>Método de Winkler</i>	46
2.5.2.2	<i>Método de Broms</i>	48
2.5.3	Resistência a Esforços de Arrancamento	51
2.5.3.1	<i>Método do Cone</i>	51
2.5.3.2	<i>Método de Grenoble</i>	52
	2.5.3.2.1 <i>Método de Grenoble Para Tubulões Retos</i>	52
	2.5.3.2.2 <i>Método de Grenoble Para Sapatas e Tubulões com Base</i>	53
2.6	RECALQUE DE FUNDAÇÕES	56
2.6.1	Cálculo recalque de fundações diretas	57
2.6.1.1	<i>Método de Schliecher (1926)</i>	57
2.6.1.2	<i>Método de Schmertmann; Hartman; Brown (1978)</i>	58
2.6.2	Cálculo de recalque de fundações indiretas	59
2.6.2.1	<i>Método de Barata (1984, 1986)</i>	60
2.6.2.2	<i>Método de Cintra (2010)</i>	60
2.7	CARREGAMENTOS NAS FUNDAÇÕES	61
2.8	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES	61
2.8.1	Método das Tensões Admissíveis	62
3	METODOLOGIA	64
3.1	LINHA DE TRANSMISSÃO DE 525 KV	64
3.1.1	Caracterização do Solo	64
3.1.2	Torres de Estudo	65
3.2	CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES.....	66
3.2.1	Características dos Materiais	67
3.3	PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE SAPATA	68
3.3.1	Dimensionamento geotécnico da sapata	68
3.3.1.1	<i>Verificação a compressão</i>	69
3.3.1.2	<i>Verificação ao tombamento</i>	71
3.3.1.3	<i>Verificação ao deslizamento</i>	71
3.3.1.4	<i>Verificação ao arrancamento</i>	71
3.3.2	Dimensionamento estrutural da sapata	72
3.3.2.1	<i>Verificação de rigidez</i>	72

3.3.2.2	<i>Cálculo da armadura da base da sapata.....</i>	72
3.3.2.3	<i>Cálculo da armadura do fuste da sapata.....</i>	73
3.3.2.4	<i>Cálculo da armadura de cisalhamento.....</i>	74
3.3.3	Cálculo do recalque.....	75
3.4	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA TUBULÃO.....	76
3.4.1	Dimensionamento geotécnico do tubulão.....	77
3.4.1.1	<i>Verificação à Compressão.....</i>	77
3.4.1.2	<i>Verificação ao Tombamento.....</i>	77
3.4.1.3	<i>Verificação ao Arrancamento.....</i>	78
3.4.2	Cálculo estrutural.....	78
3.4.2.1	<i>Base alargada de tubulões.....</i>	78
3.4.2.2	<i>Cálculo da armadura de longitudinal.....</i>	79
3.4.2.3	<i>Cálculo da armadura de cisalhamento.....</i>	80
3.4.3	Cálculo do recalque.....	81
4	RESULTADOS.....	82
4.1	CARATERIZACAO SOLO.....	82
4.2	DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS.....	86
4.2.1	Dimensionamento geotécnico.....	89
4.2.1.1	<i>Cálculo da tensão admissível do solo.....</i>	90
4.2.1.1.1	<i>Método de Terzaghi.....</i>	90
4.2.1.1.2	<i>Método de Meyerhof.....</i>	91
4.2.1.1.3	<i>Tensão admissível adotada.....</i>	92
4.2.1.2	<i>Verificação a compressão do solo e borda da sapata.....</i>	93
4.2.1.3	<i>Verificação ao tombamento.....</i>	93
4.2.1.4	<i>Verificação ao deslizamento.....</i>	94
4.2.1.5	<i>Verificação ao arrancamento.....</i>	94
4.2.2	Dimensionamento estrutural.....	95
4.2.2.1	<i>Verificação de rigidez da base da sapata.....</i>	95
4.2.2.2	<i>Armadura superior e inferior da base da sapata.....</i>	95
4.2.2.3	<i>Armadura longitudinal do fuste da sapata.....</i>	96
4.2.2.4	<i>Armadura de cisalhamento do fuste da sapata.....</i>	97
4.2.2.5	<i>Detalhamento das armaduras das sapatas.....</i>	98
4.2.3	Armaduras das sapatas.....	99
4.2.4	Recalques das sapatas.....	101

4.2.5	Quantitativos de materiais	101
4.3	DIMENSIONAMENTO DE TUBULÕES	102
4.3.1	Dimensionamento geotécnico	104
4.3.1.1	<i>Cálculo da tensão admissível do solo</i>	105
4.3.1.1.1	Método de Terzaghi.....	105
4.3.1.1.2	Método de Meyerhof.....	106
4.3.1.1.3	Tensão admissível adotada.....	107
4.3.1.2	<i>Verificação a compressão</i>	107
4.3.1.3	<i>Verificação ao tombamento.....</i>	107
4.3.1.4	<i>Verificação ao arrancamento.....</i>	108
4.3.2	Dimensionamento estrutural.....	109
4.3.2.1	<i>Verificação da base alargada do tubulão</i>	109
4.3.2.2	<i>Armadura longitudinal do tubulão.....</i>	109
4.3.2.3	<i>Armadura de cisalhamento do tubulão.....</i>	110
4.3.2.4	<i>Detalhamento das armaduras dos tubulões.....</i>	111
4.3.3	Armaduras para tubulões.....	111
4.3.4	Recalques dos tubulões.....	113
4.3.5	Quantitativos de materiais	113
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	114
5.1	CONCLUSÕES.....	114
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	115
	REFERÊNCIAS	116

1 INTRODUÇÃO

O sistema elétrico brasileiro desempenha um papel essencial no desenvolvimento econômico e social do país, garantindo a geração, transmissão e distribuição de energia para atender à crescente demanda de residências, indústrias e serviços. Nos últimos anos, o Brasil tem avançado na diversificação da matriz energética em busca de fontes mais sustentáveis, o que, associado ao aumento da capacidade de geração de energia, impulsionou a necessidade de expansão da infraestrutura de transmissão. No primeiro trimestre de 2024, o país registrou a operação de 105 novas usinas, somando um incremento de 2,6 gigawatts (GW) na potência instalada e ultrapassando 200 GW (ANEEL, 2024).

A atual infraestrutura conta com cerca de 185 mil quilômetros de linhas de transmissão, interligando todas as regiões através do Sistema Interligado Nacional (SIN), com exceção do estado de Roraima que apresenta linha em construção, com data prevista para conclusão em 2026. Em 2023, aproximadamente 5,3 mil quilômetros de novas linhas foram adicionados, fortalecendo a segurança e confiabilidade da rede elétrica (ANEEL). Essas linhas de transmissão são compostas por torres metálicas treliçadas que variam em tamanho, função e carga, e percorrem grandes distâncias sobre solos de diferentes composições geotécnicas. Com a expansão das unidades geradoras em áreas distantes dos grandes centros de consumo, cresce a necessidade de linhas com elevada quantidade de torres e, conseqüentemente, da elaboração de projetos de fundação para essas estruturas.

Dada a diversidade dos solos e a extensão das linhas, projetar fundações específicas para cada torre é inviável. Assim, adota-se o agrupamento de projetos de fundação para torres semelhantes e para solos com características geotécnicas similares, facilitando o planejamento e execução em larga escala. As fundações mais comuns para essas torres são as sapatas e tubulões, amplamente conhecidas na engenharia civil. No entanto, a aplicação dessas fundações em linhas de transmissão requer atenção especial, principalmente nas verificações de estabilidade contra arrancamento e tombamento, condições menos comuns em outras áreas da construção civil.

1.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo estudar e dimensionar fundações de torres autoportantes de linhas de transmissão de energia elétrica, considerando as principais solicitações atuantes, como compressão, deslizamento, tombamento e arrancamento. Além disso, busca-se agrupar os tipos de solo ao longo da linha de transmissão em classes com características geotécnicas similares, estabelecendo critérios comuns para otimizar o dimensionamento das fundações e garantir a segurança e eficiência estrutural das torres.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A seguir são apresentados os objetivos específicos deste trabalho de conclusão de curso:

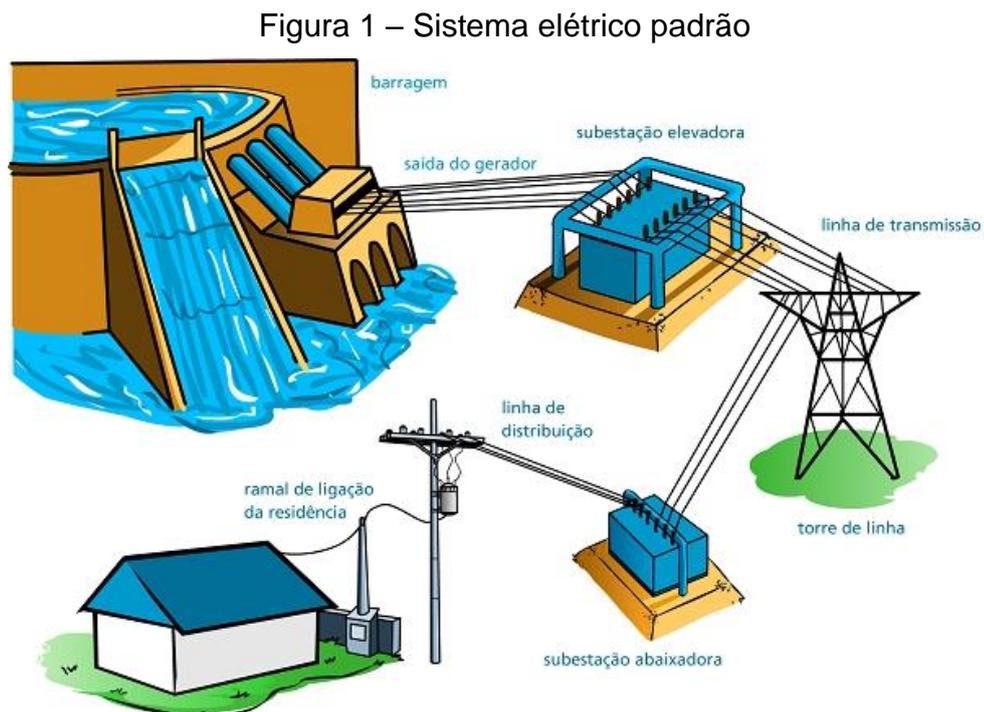
- Projetar fundações de sapatas e tubulões de acordo com as normas vigentes (NBR-6118 e NBR-6122), assegurando a estabilidade estrutural e o desempenho mecânico das torres.
- Apresentar métodos consagrados para o dimensionamento geotécnico das fundações;
- Elaborar um estudo de caso com aplicação dos conceitos e conhecimentos técnicos adquiridos na elaboração de projetos de fundações para torres autoportantes;
- Identificar critérios técnicos, econômicos e construtivos que orientam a seleção das fundações em projetos de linhas de transmissão.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados os fundamentos teóricos necessários para o entendimento do tema tratado no trabalho. Os tópicos são organizados em uma sequência lógica, apresentando cada metodologia de forma clara para facilitar a compreensão dos resultados expostos.

2.1 SISTEMA ELÉTRICO NACIONAL

Um sistema elétrico é composto basicamente pela produção de energia, sua transmissão por elevadas distâncias e a distribuição da energia para os consumidores finais. A Figura 1 apresenta o esquema de um sistema convencional.



Fonte: Mattede (2024)

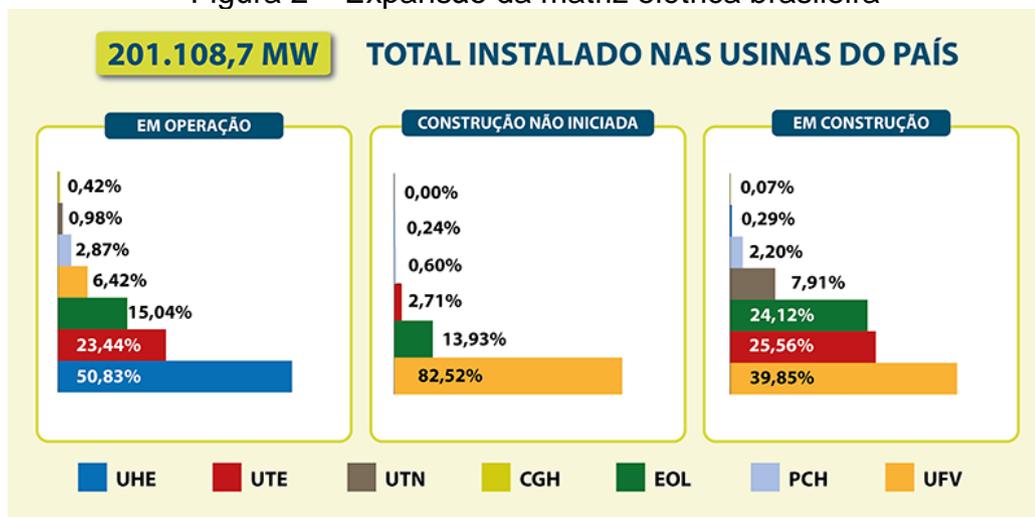
2.1.1.1 Produção

As principais formas de geração de energia incluem fontes convencionais, como energia térmica, hidrelétrica e nuclear, bem como fontes renováveis, como energia solar, eólica, geotérmica e das marés. Cada uma dessas formas tem suas

vantagens e desvantagens em termos de disponibilidade, impacto ambiental e custo (GONTIJO, 1994).

Segundo dados da Câmara de Comercialização de Energia Elétrica (CCEE), o Brasil bateu recorde de geração de energia limpa em 2023, sendo 93,1% dos mais de 200 GW de energia gerada por fontes renováveis. No primeiro trimestre de 2024, o país apresentou 105 novas usinas de geração de energia e um incremento de 2,6 gigawatts (GW) na potência instalada, este valor está de acordo com a previsão de crescimento da geração de energia elétrica calculada pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) para 2024 de 10,1 GW (ANEEL, 2024).

Figura 2 – Expansão da matriz elétrica brasileira



Fonte: adaptado ANEEL (2024)

2.1.1.2 Transmissão

As Linhas de Transmissão de Energia Elétrica (LT) servem para conduzir a energia desde o estágio de geração até sua distribuição, durante a transmissão ocorrem processos de aumento e redução de tensão elétrica, realizados em subestações.

Esta energia é geralmente transmitida em corrente alternada (AC) a uma frequência de 60 Hz e em altas tensões, normalmente variando de 69 a 750 kV. No Brasil há algumas linhas em corrente contínua, como a LT 600 kV Porto Velho - Araraquara 2 e Foz do Iguaçu - Ibiuna. As altas tensões de transmissão são fundamentais para minimizar perdas por aquecimento e reduzir os custos de condutores e métodos de transmissão, utilizando cabos de menor diâmetro ao longo

das extensas distâncias a serem percorridas, conectando os geradores aos consumidores finais (MATTEDE, 2024).

As LT têm diferentes número de fases a serem conduzidas sendo classificadas em função desta quantidade: circuito simples, circuito duplo e circuito múltiplo. Tais linhas podem alcançar extensões consideráveis, muitas vezes chegando a centenas de quilômetros. Essas linhas são formadas por uma variedade de tipos de torres metálicas, apresentando diferentes formatos e alturas, com um espaçamento médio de cerca de 500 metros entre elas. Como resultado, uma única LT pode englobar dezenas, centenas ou até milhares de torres (FURNAS, 2012)

O aumento na produção de energia, aliado à busca por fontes alternativas, intensifica a demanda por uma infraestrutura de transmissão elétrica mais abrangente e eficiente no Brasil. O Ministério de Minas e Energia (MME), por meio do Plano Decenal de Expansão de Energia (PDE), propõe ampliar a rede de transmissão nacional em cerca de 30 mil km de novas linhas até 2034, esse valor simboliza um aumento de 17% da extensão atual.

Atualmente, o país conta com cerca de 185 mil quilômetros de linhas de transmissão, interligando todas as regiões por meio do Sistema Interligado Nacional (SIN). A figura a seguir exhibe o mapa das LTs planejadas para o território nacional até 2028, conforme informações do Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS).

Figura 3 – Mapa Geoeletrico - Rede de Operação - Brasil - 2028



Fonte: ONS (2024)

2.1.1.3 *Distribuição*

Após o processo de geração e transmissão de energia, é realizada a distribuição dessa energia elétrica. A distribuição de energia elétrica é um processo essencial que abastece uma ampla gama de clientes, incluindo residenciais, comerciais e industriais. Essa distribuição pode ocorrer tanto por meio de redes aéreas quanto subterrâneas. Segundo Mattede (2024), o rebaixamento da tensão elétrica é um passo crucial para garantir um fornecimento estável e seguro aos consumidores.

Além disso, a operação dos centros de controle e supervisão da distribuição desempenha um papel crucial na gestão eficiente do sistema, monitorando o fluxo de energia, respondendo a falhas e garantindo o fornecimento contínuo de eletricidade para todos os clientes. Em conjunto, todas essas atividades garantem a entrega confiável e segura de energia elétrica para atender às necessidades da sociedade moderna.

2.2 TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA

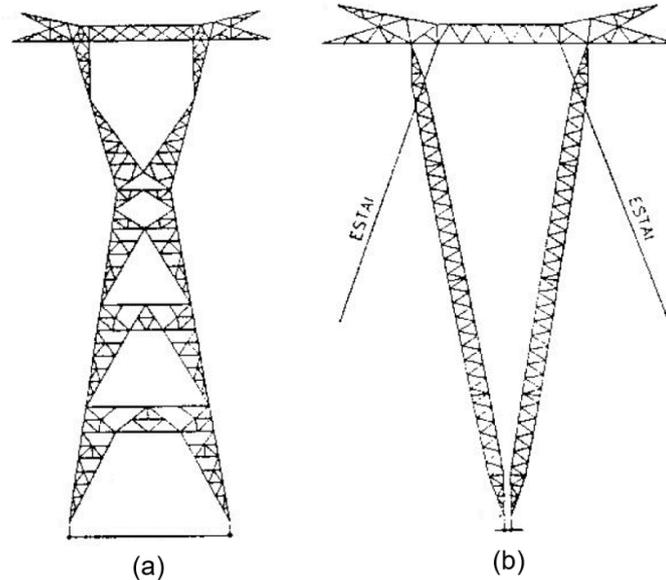
De acordo com Velloso e Lopes (2010), a função das torres de linhas de transmissão é sustentar os cabos condutores e para-raios, respeitando distância de segurança, desempenho e custo. Em âmbito nacional, as torres mais usuais são as metálicas treliçadas, pois permite-se obter estruturas altas, esbeltas, além de serem mais leve e versáteis. O fato de as torres serem estruturas modulares, facilita implantação de uma torre em terrenos de acesso restrito e difícil trabalhabilidade.

2.2.1 Tipos de Torres

As estruturas de linhas de transmissão são classificadas em relação ao seu sistema estrutural, podendo ser uma estrutura autoportante ou estaiada, apresentadas na Figura 4. Nas torres autoportantes, a própria estrutura é responsável por manter o equilíbrio, sem a necessidade de elementos adicionais como estais para garantir sua estabilidade (CHAVES, 2004). Por outro lado, as estruturas estaiadas utilizam cabos que resistem à tração causada pelos carregamentos horizontais, como forças do vento. Esses estais são fixados na parte

superior da estrutura e geralmente formam um ângulo de aproximadamente 30° com a vertical.

Figura 4 – Torres Autoportante (a) e estaiada (b).



Fonte: adaptado Gontijo (1994)

A escolha entre uma estrutura e outra depende principalmente da topografia local. As torres autoportantes são preferidas em terrenos mais acidentados e em mudanças de direção da LT, devido à sua forma mais compacta. Em áreas com relevo mais suave, pode-se optar pelas estruturas estaiadas, que exigem espaço suficiente para a ancoragem dos estais (GONTIJO, 1994). A vantagem das torres estaiadas é que, por serem mais leves, são menos onerosas em comparação com as autoportantes. Estas últimas, por serem mais robustas, transmitem ao solo cargas de magnitude mais elevada. As torres autoportantes serão o foco de estudo neste trabalho.

As estruturas das LTs também são classificadas pelas suas funções na linha, influenciando na magnitude dos carregamentos transmitidos para as fundações das torres. As torres autoportantes são divididas entre:

- a) Torres de ancoragem: dividem-se em torres de ancoragem intermediária e terminal. As intermediárias tensionam os cabos em pontos intermediários da linha. Por outro lado, as torres de ancoragem terminal, mais robustas,

suportam cargas unilaterais, típicas do início e fim das LTs, por isso também são chamadas de torres fim de linha.

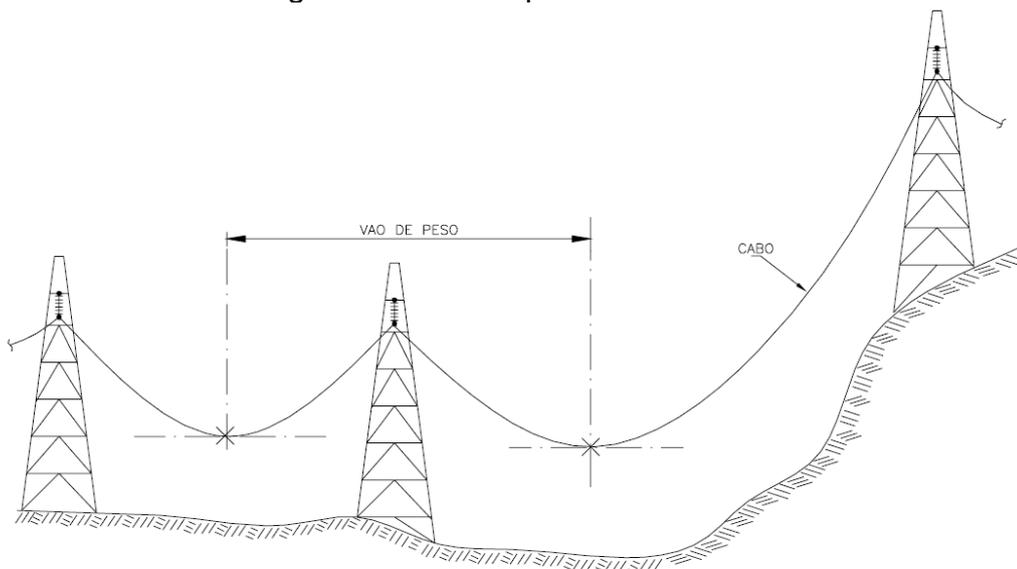
- b) Torres de suspensão: suportam carregamentos verticais e horizontais permanentes, além das cargas de vento na direção longitudinal e transversal da LT. Esforços horizontais transversais também podem ocorrer quando há uma leve mudança angular na torre devido à tração dos cabos.

2.2.2 Carregamentos

As solicitações que atuam sobre a fundação correspondem aos esforços que a torre da LT suporta, variando em natureza e direção: vertical, longitudinal e transversal. O carregamento vertical é gerado pela força gravitacional dos componentes da torre, incluindo o peso próprio da estrutura, as cadeias de isoladores, os cabos dos circuitos e os para-raios

O peso dos cabos de circuitos que atuam sobre uma torre é determinado pelo carregamento do vão de peso, que corresponde à distância horizontal entre os pontos de tangente horizontal nas catenárias dos vãos adjacentes, conforme ilustrado na Figura 5.

Figura 5 – Vão de peso de uma torre



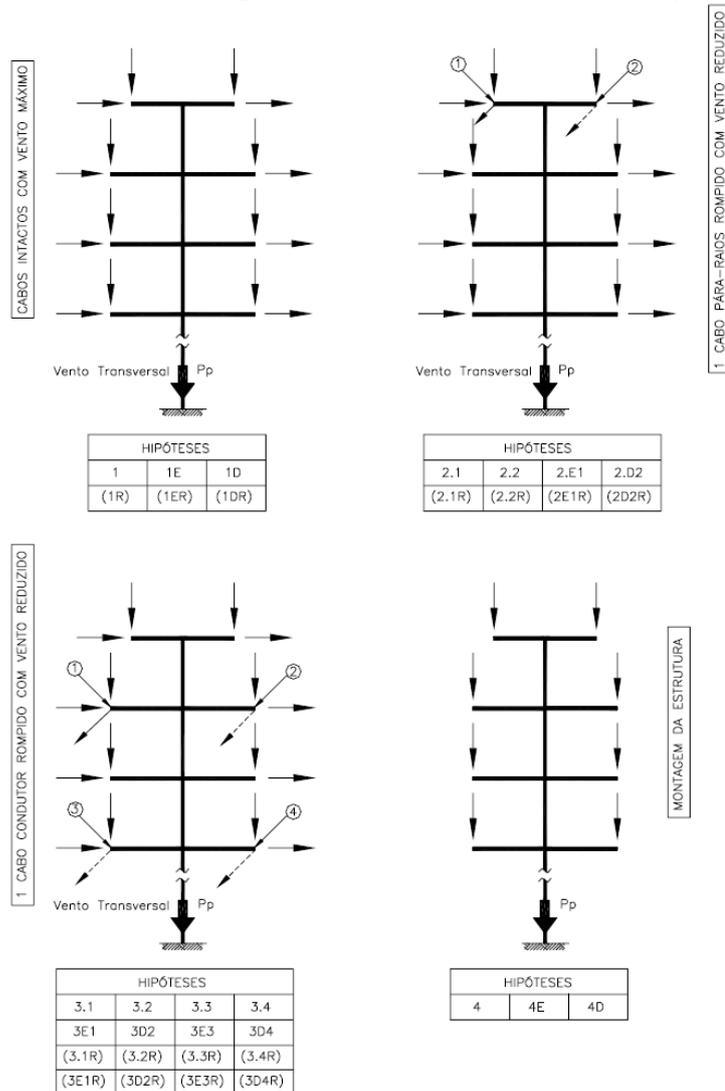
Fonte: Chaves (2004)

As cargas longitudinais resultam da tração nos cabos de circuitos e para-raios. As cargas transversais à LT ocorrem devido à ação do vento sobre os componentes da torre ou em torres responsáveis por mudar o ângulo de trajeto da linha.

Além do carregamento permanente e da ação do vento, as cargas nas fundações das torres devem considerar cargas periódicas e acidentais, como manutenção, troca de cabos, montagem da estrutura e possíveis sinistros, como rompimento de cabos e efeitos em cascata na LT.

Para análises estruturais das torres de LT, os esforços são agrupados e representados em desenhos esquemáticos chamados árvores de carregamentos, como apresentado por Chaves (2004) na figura a seguir:

Figura 6 – Árvores de Carregamento em Torres de LT – Hipóteses Básicas



Fonte: Chaves (2004)

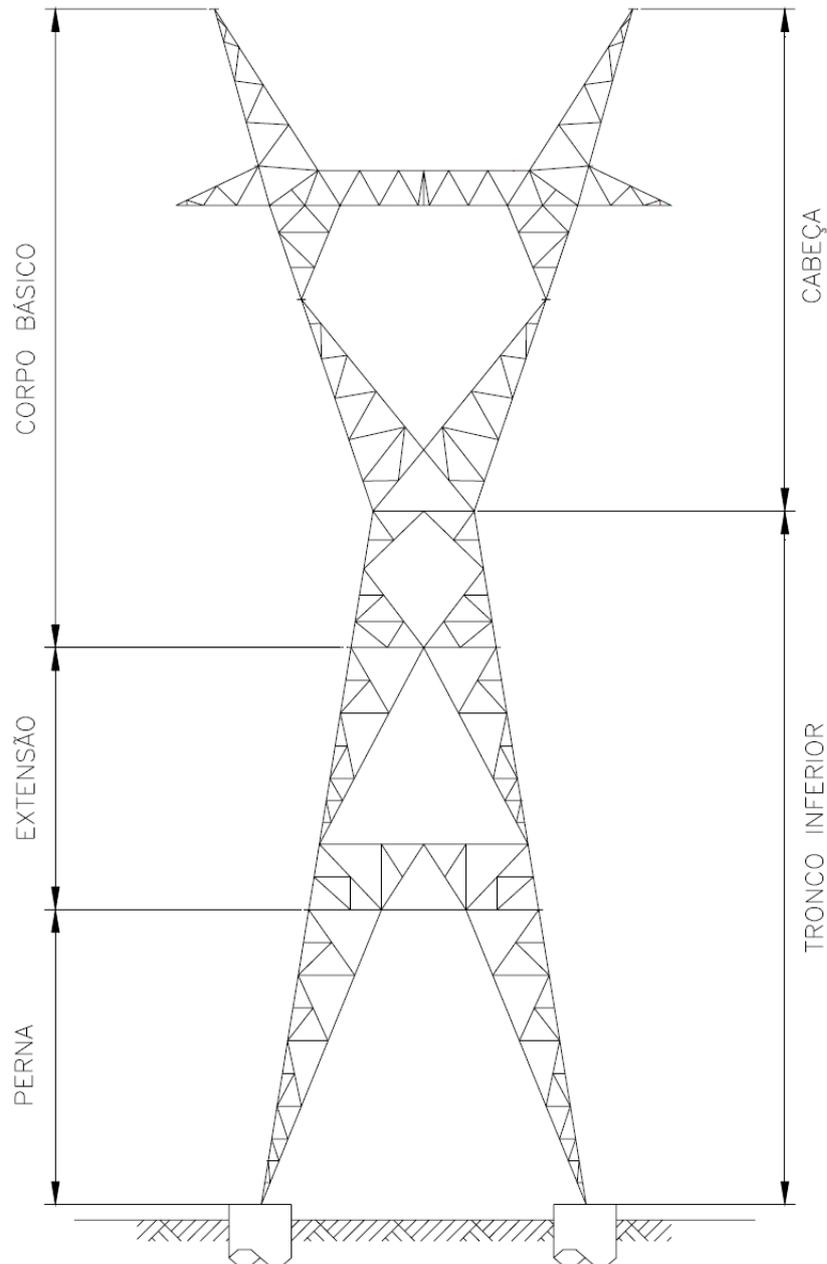
As fundações das torres de transmissão, além das próprias estruturas, devem garantir estabilidade mediante aos fatores climáticos e propagação de falhas. Gontijo (1994) cita as recomendações que corroboram com as condições de estabilidade em quatro hipóteses básicas:

- a) Vento máximo em qualquer direção, sem ruptura de cabos;
- b) Vento com velocidade reduzida, com ruptura de um cabo do para-raios;
- c) Vento com velocidade reduzida, com ruptura de um cabo condutor;
- d) Cargas devidas à construção ou montagem com lançamento dos cabos condutores e para-raios.

Para as hipóteses de vento máximo, consideram-se três aplicações do vento: 0° (sentido longitudinal), 45° (sentido diagonal) e 90° (sentido transversal) em relação à LT. Quando se trata de hipótese de vento reduzidos, essas cargas de vento são reduzidas por um fator de ponderação, sendo a carga principal o rompimento de algum cabo. Essas hipóteses de vento reduzido são identificadas com “R” no final, como pode-se observar na Figura 6.

De acordo com Chaves (2004), a análise estrutural das torres deve considerar todas as possibilidades de montagem da estrutura para cada hipótese de carregamento, sendo que para obter uma mesma altura de torre pode-se acrescentar a mesmas extensões em seu dorso ou diferentes alturas de pernas. Além disso, pode haver desnivelamento das pernas da torre, uma solução empregada em terrenos muito acidentados para adequar a estrutura ao relevo local. A Figura 7 ilustra a silhueta de uma torre autoportante, destacando seus elementos básicos e o uso de extensões.

Figura 7 – Silhueta de Torre Autoportante de LT



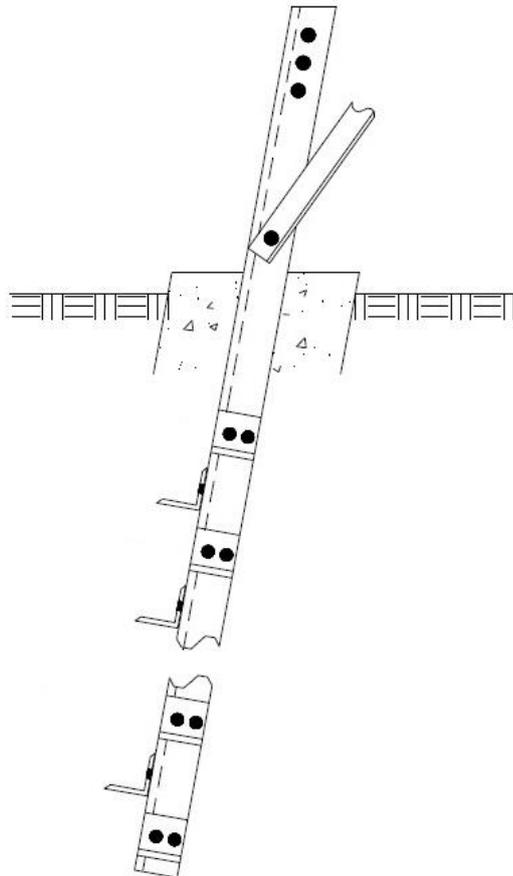
Fonte: Chaves (2004)

2.2.3 Ligação entre torre autoportante e fundação

As fundações das torres autoportantes de linhas de transmissão apresentam conexão com a superestrutura realizada por meio de uma cantoneira metálica equipada com aletas, que garantem uma melhor ancoragem na interface com o concreto. Essa peça é chamada de "stub" (Figura 8) e, em geral, apresenta uma forma retilínea com a mesma inclinação dos montantes da estrutura.

O projeto do stub deve fornecer dados sobre a geometria e composição da peça, incluindo a inclinação das faces da torre, além da tabela de locação do stub e o desnível do parafuso de referência em relação ao topo da fundação com o concreto acabado.

Figura 8 – Esquema stub



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

2.3 FUNDAÇÕES DE ESTRUTURAS AUTOPORTANTES DE LT

As fundações são os elementos responsáveis por transmitir as cargas da superestrutura para o solo, de modo a evitar sobrecarga excessiva, o que poderia causar recalques (deformações no solo) ou o cisalhamento do solo subjacente.

As fundações são classificadas em dois grupos: fundações diretas (rasas ou superficiais) e fundações profundas. Conforme a NBR-6122:2022, uma fundação é considerada profunda quando a razão entre a profundidade de assentamento e a menor dimensão da base for superior a dois.

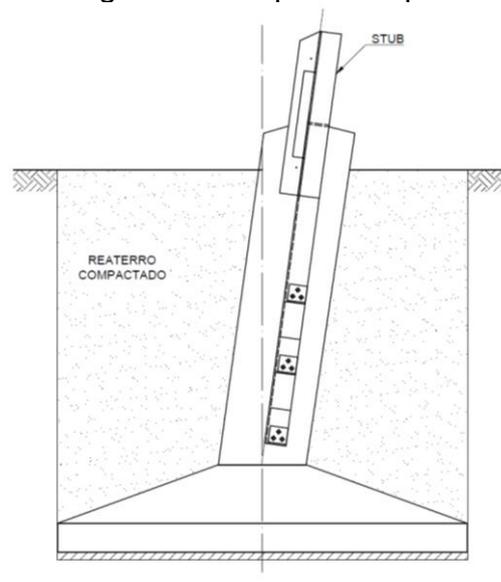
Para o caso de estruturas autoportantes de LT, os tubulões e bloco sobre estacas são as fundações profundas mais comuns. Para fundações diretas, a solução mais comum é a implantação de sapatas. Para casos de fundações em solos extremamente rasos, onde as fundações são implantadas sobre rocha, são executados blocos ancorados em rocha.

2.3.1 Sapatas

As sapatas são fundações diretas, em concreto armado, que distribuem as cargas nelas aplicadas através de tensões distribuídas no solo. Sua aplicação ocorre em solos de boa resistência a pouca profundidade, sendo as sapatas assentadas em pequenas profundidades, entre 2 e 4 metros de profundidade. As sapatas possuem uma laje na parte inferior (base) que pode ter altura variável ou não.

Em estruturas autoportantes de LT, geralmente, as sapatas são de forma quadrada. Os fustes, de seção transversal quadrada, apresentam a mesma inclinação que os pés da torre. Dessa maneira, o ponto de aplicação dos esforços oriundos do pé da torre coincide com o centro da sapata, garantindo-lhe uma amenização do momento fletor, reduzindo o custo de implantação. A posição do stub no centro do fuste da sapata, garante um cobrimento satisfatório do stub sem que haja necessidade do aumento de suas dimensões para esse fim (ASHCAR, 1999).

Figura 9 – Esquema sapata



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Em LT, as sapatas são projetadas isoladas umas das outras, devida à grande distância entre os pés das torres e ao fato de geralmente esses pés serem desniveladas, complicando a construção.

O reaterro da sapata no final de sua execução é de extrema importância, pois a qualidade de compactação deste influenciará na resistência ao arrancamento. Segundo Chaves (2004), o reaterro deverá ser executado com compactação mecânica, em camadas não superiores a 20 cm cada, com teor de umidade ótima, e obter um grau de compactação mínimo de 95% do Proctor Normal. Tendo em vista que o reaterro deve apresentar características geotécnicas iguais, ou superiores ao terreno original.

Durante a execução, é comum a substituição de tubulões por sapatas, devido às dificuldades encontradas nas escavações. Também pode ocorrer a substituição de blocos ancorado em rocha por sapatas, em casos em que não é encontrado a rocha indicada pela sondagem (CHAVES, 2004).

2.3.2 Tubulões

Tubulões são fundações profundas, verticais, e de seções transversais geralmente circulares, podendo ter bases alargadas ou não. O tubulão é utilizado nos casos em que não há uma capacidade de suporte do solo próxima a superfície, dessa maneira, o assentamento da fundação é realizado em camadas mais profundas, com objetivo de adquirir uma capacidade de suporte razoável. Segundo ASHCAR (1999), de acordo com as características do solo em que é embutido e magnitude dos carregamentos requisitados, pode ser adotado tubulão com comprimento total variando de 3 a 12 metros.

Chaves (2004) afirma que, com o intuito de garantir segurança contra o desmoronamento, os tubulões são empregados apenas onde a cota de assentamento esteja acima do nível do lençol freático durante sua escavação. Entretanto, quando o solo é argiloso, permite-se executar esse tipo de fundação com solo abaixo do nível da água (NA), retirando-se a água percolada com bombas.

No dimensionamento estrutural dos tubulões, é realizado o cálculo da armadura longitudinal do fuste, que está sujeito tanto a esforços de flexo-compressão quanto de flexo-tração. As armaduras geralmente são dimensionadas considerando a flexo-tração, uma vez que a tração tem magnitude semelhante à

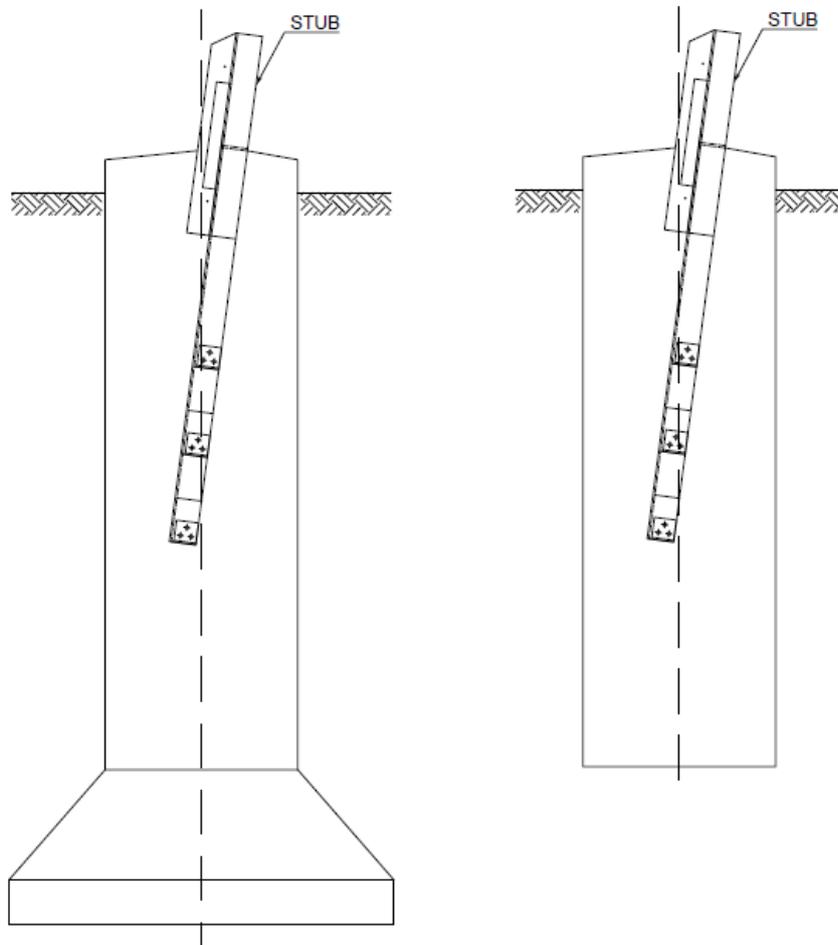
compressão, e o concreto apresenta baixa resistência quando submetido a esforços de tração.

Para Chaves (2004), os principais motivos para o grande uso de tubulões em LTs são seu baixo custo e rápida execução. Alguns pontos que reforçam esses resultados são:

- a) Pequeno volume de escavação, em relação a outras fundações;
- b) Inexistência de reaterro;
- c) Mínimo consumo de fôrmas.

Outra vantagem deste tipo de fundação é a proteção proporcionada para o stub. Devido à grande largura de seu fuste, há grande cobertura de concreto capaz envolver o stub, independente de sua inclinação, conforme Figura 10.

Figura 10 – Esquema tubulão com e sem base



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

2.3.3 Bloco sobre estacas

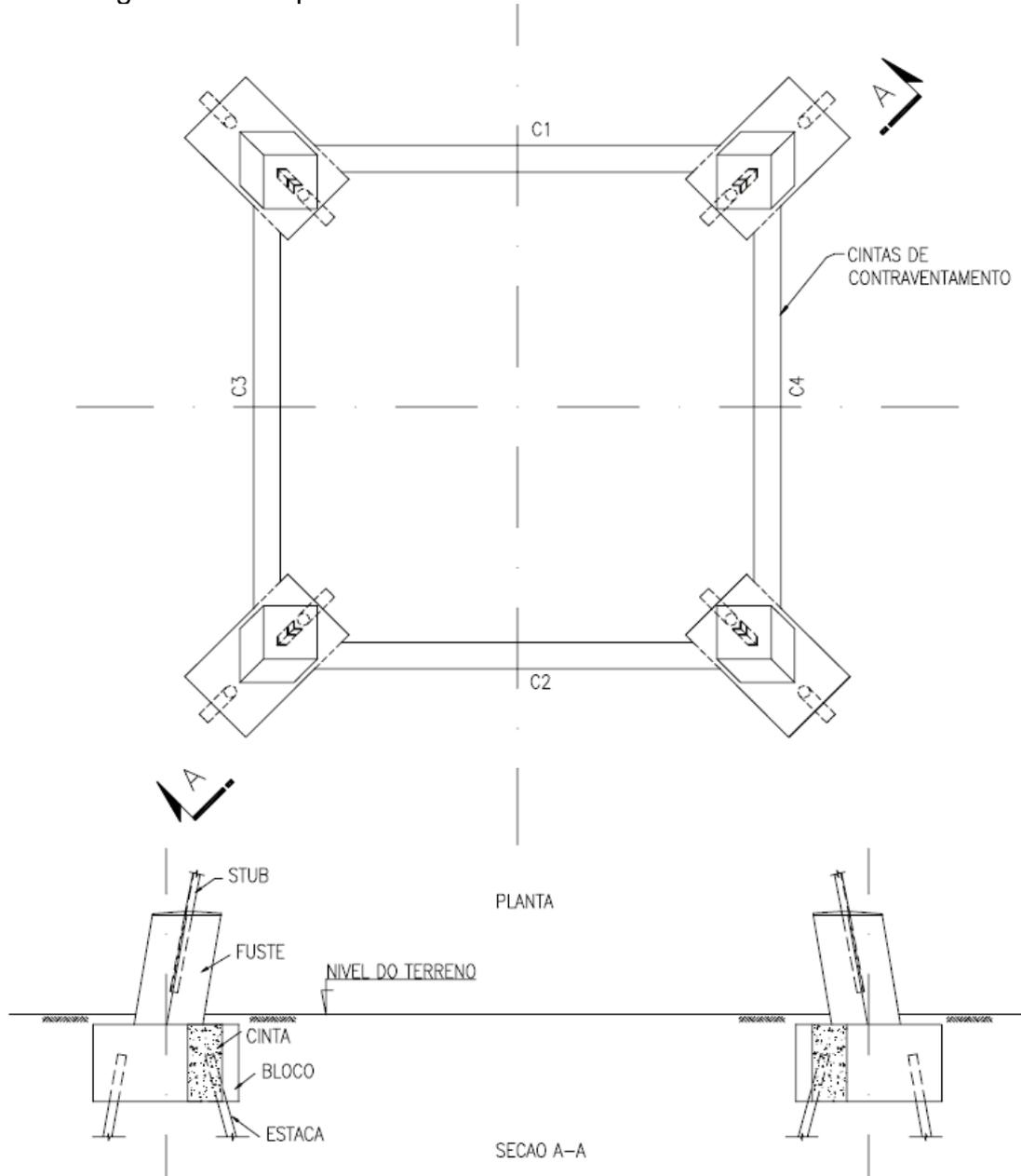
As estacas são fundações profundas, onde as cargas são transmitidas para camadas de solo mais resistentes. A transmissão das cargas é feita por atrito lateral, entre estaca e solo, e pela ponta da estaca. O bloco de coroamento é construído no topo dessas estacas, sendo encarregado de receber as cargas das torres através do fuste, e as redistribuir para as estacas.

As fundações estaqueadas são empregadas onde as camadas superficiais de solo não apresentam capacidade de suporte adequada ou é muito deformável. Essa solução também é adotada em situações que o NA muito elevado gere empecilhos para execução econômica de fundação direta.

Segundo Chaves (2004), as estacas mais utilizadas em LT são as de concreto pré-moldado e as metálicas, sendo comum a utilização de estacas inclinadas para resistir às forças horizontais.

Os blocos de coroamento podem apoiar-se em uma, ou em várias estacas, dependendo dos esforços e da capacidade das estacas. Chaves (2004) afirma que, em casos em que os blocos se apoiam em apenas uma ou duas estacas, é necessário interligá-los através de cintas, conferindo rigidez à fundação, distribuindo os esforços horizontais às fundações dos outros pés da torre, conforme ilustra a Figura 11.

Figura 11 – Esquema bloco sobre estavas com cintas de travamento

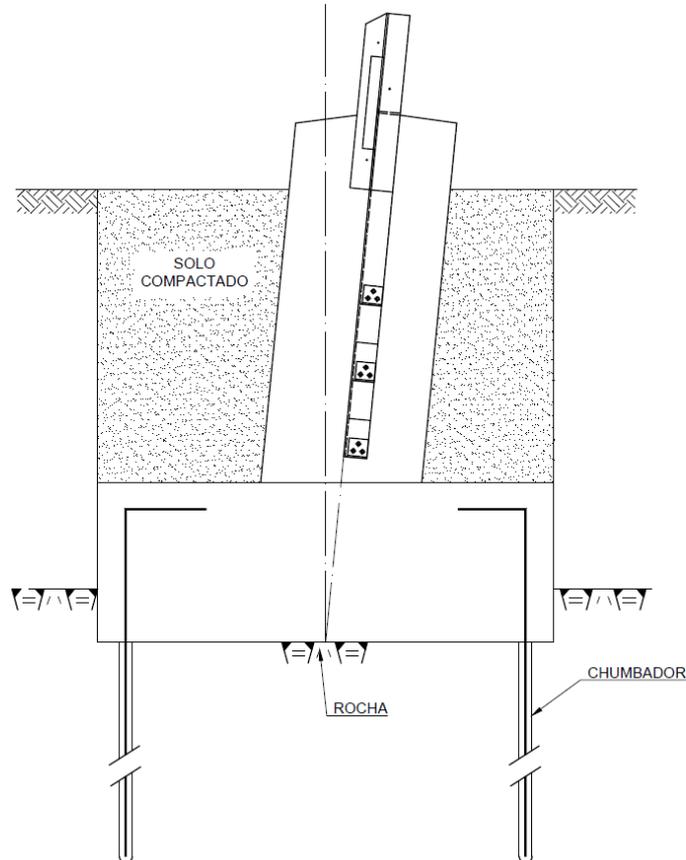


Fonte: Chaves (2004)

2.3.4 Bloco ancorados em rocha

O bloco ancorado em rocha é uma solução de fundação para torres locadas em regiões onde o topo rochoso é aflorante, ou ocorre a pequena profundidade. Esses blocos de concreto são ancorados em rocha através de chumbadores de aço, conforme Figura 12.

Figura 12 – Esquema bloco ancorado em rocha



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

2.4 SOLO

Segundo Embrapa (2006), o solo pode ser descrito como um sistema tridimensional dinâmico composto por componentes sólidos, líquidos e gasosos. Ele é constituído por agregados não cimentados de grãos minerais e matéria orgânica, originados pela ação de processos pedogenéticos e pela intensidade dos fatores de formação.

Os solos também são formados pela erosão das rochas, assim as propriedades físicas do solo são determinadas pelos minerais que constituem suas partículas e, portanto, pela rocha da qual esse solo pode ser derivado (DAS, 2007).

A superfície terrestre é coberta por uma ampla diversidade de tipos de solos. A formação do solo é influenciada por cinco fatores principais: material de origem, clima, relevo, organismos e tempo. Esses fatores agem de maneira interdependente. As várias combinações e diferentes intensidades desses fatores resultam na criação

de uma vasta gama de solos, cada um com características, composições e comportamentos distintos (OLIVEIRA, 2008).

Os fatores de formação agindo em conjunto formam um processo de reações químicas e físicas, intemperismo, no material de origem, rocha e/ou sedimentos, formando material que se transforma em solo (PRADO, 2003).

Os eventos podem ocorrer ao mesmo tempo, intensificando ou diminuindo seus efeitos mutuamente. Segundo Oliveira (2008), esses processos são conhecidos como lixiviação, gleização e latossolização, entre outros, mas podem ser resumidos em cinco categorias principais: adição, perdas, transformações, transporte dentro do perfil e remanejamento mecânico.

2.4.1 Características Mecânicas dos Solos

Para qualquer obra de engenharia envolvendo solos, é de extrema necessidade estudar as características mecânicas que esse solo apresenta. O estudo de parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito interno e a coesão, é essencial, fornecendo dados necessários para projetos geotécnicos.

2.4.1.1 Ângulo de Atrito

Segundo Das (2007), ângulo de atrito interno (ϕ) do solo é uma medida da resistência ao deslizamento entre partículas do solo sob uma força de cisalhamento. Representa a inclinação do plano de deslizamento em relação à horizontal e é uma das principais propriedades do solo, influenciando significativamente a resistência ao cisalhamento e a estabilidade de estruturas geotécnicas. Esse ângulo é determinado por meio de testes de laboratório, como o ensaio triaxial ou o ensaio de cisalhamento direto.

2.4.1.2 Coesão

Pinto (2000) define a coesão do solo como a resistência ao cisalhamento que independe da tensão normal e é atribuída às forças de ligação entre as partículas do solo. A coesão é uma propriedade que se manifesta principalmente em

solos argilosos, onde as partículas finas e as forças de atração intermolecular desempenham um papel significativo na resistência ao cisalhamento do solo.

O solo pode apresentar coesão real e coesão aparente. A coesão real é a resistência ao cisalhamento em solos úmidos não saturados, devido à tensão entre partículas pela pressão capilar da água, enquanto a coesão aparente é um fenômeno de atrito causado pela pressão capilar, que com a saturação do solo, a resistência aparente desaparece (Pinto, 2000).

2.4.1.3 Resistência ao Cisalhamento

De acordo com Lambe & Whitman (1969), a resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como a resistência interna do solo ao movimento de deslizamento ao longo de planos de cisalhamento dentro da massa de solo.

A resistência ao cisalhamento do solo é um parâmetro crítico na mecânica dos solos, influenciado pela coesão do solo e pelo atrito interno, que determina a capacidade do solo de suportar cargas e manter a estabilidade estrutural. É expressa pela equação de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\phi) \quad (1)$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento;

c = Coesão;

σ = Tensão normal;

ϕ = Ângulo de atrito interno do solo.

Essa resistência é fundamental para a análise e o dimensionamento de fundações, taludes e outras estruturas de engenharia civil, pois determina a estabilidade e a capacidade de carga do solo (DAS, 2007).

2.4.2 Investigação geotécnica

Para a implantação de uma LT, é fundamental conhecer a superfície onde as fundações serão assentadas. Chiossi (2013) recomenda que esse reconhecimento inicial inclua fotointerpretação, imagens de satélite e estudos em campo, com o objetivo de evitar áreas com risco de escorregamentos ou deslizamentos. Relatórios de inspeção de campo também são importantes, utilizados para embasar as decisões sobre fundações e montagem, apresentando dados como acessibilidade, vegetação, presença de outras linhas, fotos e topografia.

Com o estudo da superfície executado previamente, investigações do subsolo são feitas para identificar os parâmetros mecânicos do solo, essenciais para definir as fundações ideais, uma vez que as linhas de transmissão cruzam diferentes tipos de solo ao longo de grandes distâncias.

De acordo com Ashcar (1999), as sondagens do tipo SPT devem ser realizadas próximas ao piquete central das estruturas da LT em áreas críticas, como travessias de rios, aterros, fundos de vale, regiões alagadas, erosões e encostas. Além de serem executadas em todas as estruturas mais robustas, como as de ancoragem em fim de linha. Dessa forma o autor afirma ser comum adotar uma sondagem a percussão a cada 10 torres. Entretanto, atualmente é uma prática comum de mercado a realização de ensaio a percussão em todas as torres da LT. Ashcar (1999) ressalta que a necessidade de ensaios de laboratório depende do nível de conhecimento sobre o solo da região e do tipo de obra a ser realizada.

Segundo Chaves (2004), os métodos de investigação de solo mais adotados são: poços inspeção, sondagens a trado, sondagens a percussão (SPT) e sondagens rotativas.

2.4.2.1 *Poços de Inspeção*

Nas investigações geotécnicas, é comum a execução de poços de inspeção para a caracterização visual das camadas de solo e suas espessuras. Assim como a sondagem a trado, os poços de inspeção têm profundidade limitada, sendo escavados manualmente com pá e picareta, além de serem condicionados pelo NA.

Esse tipo de escavação permite examinar as camadas de solo pelas paredes do poço, possibilitando registro fotográfico e fornecendo informações úteis

para a empresa projetista. Essas escavações ajudam a confirmar ou descartar o tipo de solo previsto para a fundação.

2.4.2.2 *Sondagem a Trado*

Dentre os tipos de sondagens usuais, a sondagem a trado é a mais simples, sendo realizada por meio de perfuração manual. Sua profundidade máxima geralmente é limitada a 3 metros, dependendo do NA e do material escavado. Camadas finas de materiais mais granulados, como pedregulhos ou seixos, não podem ser atravessadas com esse equipamento.

Esse método fornece apenas amostras deformadas, restringindo a caracterização ao exame tátil-visual. Embora a sondagem a trado não forneça parâmetros mecânicos do solo, pode ser utilizada em conjunto com sondagens SPT, intercaladas, para ajudar a compor o perfil do subsolo (CHAVES, 2004).

As informações obtidas pelo trado manual são: tipo do solo, profundidade do NA, grau de dificuldade de escavação e possível afloramento de rocha.

2.4.2.3 *Sondagem a Percussão (SPT)*

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é um dos métodos mais simples e amplamente utilizados no Brasil para obter informações sobre o grau de compactidade do solo in-situ. Ele é amplamente empregado tanto no estudo de implantação de torres quanto em outras obras de engenharia, onde o conhecimento sobre o subsolo é essencial.

Normatizado pela NBR 6484:2020, o ensaio consiste em contar o número de golpes necessários para que um peso de 65 kgf, caindo de uma altura de 75 cm, force um amostrador de 2” de diâmetro externo a penetrar 45cm, sendo os últimos 30 o N_{spt} da camada, ou “Índice de Resistência à Penetração”. Durante o ensaio, amostras do solo também são coletadas para sua classificação.

Embora o SPT consiga avançar em solos muito compactos e rijos, seu progresso é interrompido em materiais mais granulares, como seixos e pedregulhos, assim como ocorre com a sondagem a trado. Entretanto, o SPT oferece mais informações, como a caracterização tátil-visual, a determinação do NA e a

identificação de afloramentos rochosos, quando presentes. Além disso, o NSPT obtido no ensaio é fundamental para determinar a capacidade de carga do solo. De acordo com Chaves (2004), parâmetros como resistência à compressão, coeficiente de recalque e o módulo de elasticidade podem ser estimados com base no número de golpes NSPT, para cada tipo de solo.

2.4.2.4 *Sondagem Rotativa e Mista*

A sondagem rotativa torna-se necessária quando há a presença de matacões ou blocos de rocha no solo, que são impenetráveis ao método de percussão. Com esse tipo de sondagem, é possível determinar se o material impenetrável é um matacão (bloco de rocha solto) ou o topo de uma rocha fixa, além de avaliar se a rocha é fraturada ou maciça (Chaves, 2004).

Embora a sondagem rotativa seja raramente utilizada em linhas de transmissão, ela é aplicada quando há falta de informações detalhadas sobre a qualidade da rocha, como em casos de afloramentos. Em regiões onde a análise preliminar verifica ocorrência de matacões e afloramentos de rocha, é adotada a sondagem mista, que consiste na alternância de sondagens SPT nos trechos de solo, e sondagens rotativas nos trechos com blocos rochosos.

Uma informação importante fornecida pela sondagem rotativa é a qualidade da rocha, medida pela porcentagem de recuperação das amostras. Esse índice é denominado RQD (Rock Quality Designation), que avalia o grau de continuidade da rocha, permitindo a classificação do nível de fraturamento.

2.4.3 Correlações com o índice NSPT

A correlação entre o NSPT e as propriedades do solo é uma prática comum em geotecnia, usada para estimar parâmetros fundamentais. A abordagem se baseia em tabelas empíricas, que apresentam resultados com variações consideráveis, devido à diversidade de solos e às diferentes condições de execução do ensaio. O uso dessas correlações envolve incertezas, uma vez que são simplificações de comportamentos complexos do solo, e sua precisão depende do tipo de solo e do contexto local.

Joppert (2007) fornece tabelas (tabela 1, 2, 3, 4 e 5) para tipos de solo específicos que relacionam o NSPT aos parâmetros geotécnicos para diferentes solos, como módulo de elasticidade, coesão, peso específico e ângulo de atrito.

Tabela 1 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (1/5)

Solo	NSPT	Módulo de Elasticidade [MPa]	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]
Argila siltosa	< 3	1	7,5	20	17,0
	3 – 5	1 – 2,5	15	23	18,0
	6 – 10	2,5 – 5	20	24	19,0
	11 – 19	5 – 10	30	24	19,0
	20 – 30	30 – 100	40	25	20,0
	> 30	100 – 150	50	25	20,0

Fonte: adaptado Joppert (2007)

Tabela 2 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (2/5)

Solo	NSPT	Módulo de Elasticidade [MPa]	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]
Argila arenosa	< 3	5	10	15	15,0
	3 – 5	5 – 15	20	15	17,0
	6 – 10	15 – 20	35	18	18,0
	11 – 19	20 – 35	50	20	19,0
	> 20	35 – 50	65	25	20,0

Fonte: adaptado Joppert (2007)

Tabela 3 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (3/5)

Solo	NSPT	Módulo de Elasticidade [MPa]	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]
Argila porosa	< 3	2 – 5	7,5	20	15,0
	3 – 5	5 – 10	15,0	23	16,0
	6 – 10	10 – 20	30,0	25	17,0
	> 11	20 – 30	30,0 – 70,0	25	18,0

Fonte: adaptado Joppert (2007)

Tabela 4 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (4/5)

Solo	NSPT	Módulo de Elasticidade [MPa]	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	< 5	20 - 50	-	25	17,0
	5 – 8	40 – 80	-	30	18,0
	9 – 18	50 – 100	-	32	19,0
	19 - 41	80 – 150	-	35	20,0
	> 41	160 - 200	-	38	20,0

Fonte: adaptado Joppert (2007)

Tabela 5 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos - Joppert (5/5)

Solo	NSPT	Módulo de Elasticidade [MPa]	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]
Areia muito argilosa	< 5	20	0,0	25	17,0
	5 – 8	40	5,0	28	18,0
	9 – 18	50	7,5	30	19,0
	> 19	100	10,0	32	20,0

Fonte: adaptado Joppert (2007)

Chaves (2004) apresenta tabelas de correlação do Nspt com os parâmetros geotécnicos de maneira mais simples, conforme tabelas 6 e 7.

Tabela 6 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Chaves (1/2)

Solo	NSPT	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]
Argilas e siltes argilosos	< 2	< 1,25	-	16,0
	2 - 4	1,25 – 2,50	-	
	4 - 8	2,50 – 5,00	-	18,0
	8 - 15	5,00 – 10,00	-	
	15 - 30	10,00 – 20,00	-	
	> 30	> 20,00	-	

Fonte: adaptado Chaves (2004)

Tabela 7 – Parâmetros Geotécnicos dos Solos – Chaves (2/2)

Solo	NSPT	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]
Areias e siltes arenosos	< 4	-	25 - 30	16,0
	4 - 10	-	30 - 35	
	10 - 30	-	35 - 40	18,0
	30 - 50	-	40 - 45	
	> 50	-	> 45	

Fonte: adaptado Chaves (2004)

2.4.4 Tipificação dos Solos

Devido ao grande número de estruturas envolvidas, em projetos de fundação de LT é realizada a tipificação dos solos, com o objetivo de criar projetos padronizados de fundações baseados em parâmetros geotécnicos determinados para cada classe de solo. Assim, um único projeto padrão abrange todas as estruturas com o mesmo tipo de torre que se encontram em uma determinada classe de solo.

Com o término das campanhas de investigação geológica e geotécnica, os dados obtidos são suficientes para embasar a tipificação dos solos. Essa etapa do projeto envolve o agrupamento dos diferentes tipos de solo encontrados ao longo do percurso, com base em suas características geomecânicas similares, organizando-os em classes. Cada classe de solo deverá ter parâmetros geotécnicos confiáveis para o desenvolvimento e elaboração das fundações (CHAVES, 2004).

É comum no mercado a utilização de parâmetros dos solos tipificados por meio de correlações com o índice NSPT (número de golpes registrados na sondagem SPT). No entanto, essas correlações devem ser aplicadas com cautela e requerem o conhecimento e experiência adequados de quem as utiliza.

FURNAS (2003), por meio de sua Especificação Técnica de Projeto (EP), propõe uma classificação de solos e rochas com faixas de valores recomendados, dividindo os solos de linhas de transmissão (LT) em quatro categorias. O solo de tipo I é o mais competente, enquanto o solo de tipo IV é o menos competente.

Tabela 8 – Sugestão de parâmetros geotécnicos para solos tipo.

Tipo de Solo	NSPT	Coesão [kN/m ²]	Ângulo de atrito [°]	Peso específico [kN/m ³]	Tensão Admissível [kN/m ²]	Adesão Solo-Cimento [kN/m ²]
I	9 - 18	30 – 40	< 32	16 - 18	200 – 400	< 25
II	6 - 12	25 – 30	< 28	15 - 17	100 – 200	< 20
III	6 - 12	25 – 30	< 25	14 - 16	100 – 200	< 20
IV	3 - 6	< 15	< 20	12 - 14	< 100	< 10

Fonte: adaptado Furnas (2003)

Quanto aos parâmetros geotécnicos das rochas, a classificação é feita em dois grupos, diferenciando entre rochas sãs e rochas pouco saturadas.

Tabela 9 – Sugestão de parâmetros geotécnicos para tipos de rochas.

Tipo de Rocha	RQD	Peso específico [kN/m ³]	Tensão Admissível [kN/m ²]	Adesão Rocha-Cimento [kN/m ²]	Ângulo de Arrancamento [°]
V	75 - 100	24 - 29	1000 – 3000	1/10 F _{ck} (< 400)	35 – 45
VI	25 - 75	20 - 22	600 – 1200	1/10 F _{ck} (< 160)	30 - 35

Fonte: adaptado Furnas (2003).

Ainda há a possibilidade de desenvolver projetos específicos para atender particularidades de uma determinada torre. Isso pode ocorrer, por exemplo, devido à necessidade de um fuste mais alto, uma solução comumente adotada em áreas sujeitas a níveis permanentes de água (NA) e em casos de características do terreno ou solo que não se enquadram nas categorias previamente definidas.

2.5 RESISTÊNCIAS SOLICITADAS PELAS ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO

O dimensionamento de uma estrutura de fundação de torres de LT deve contemplar os diferentes carregamentos que o elemento está submetido, sendo avaliado os esforços de compressão, arrancamento e tombamento na estrutura.

Nesse trabalho são abordados os dimensionamentos de tubulões e sapatas, representando as fundações indiretas e diretas, respectivamente. Essas estruturas estudadas são as mais recorrentes em torres de LT.

2.5.1 Resistência à Compressão

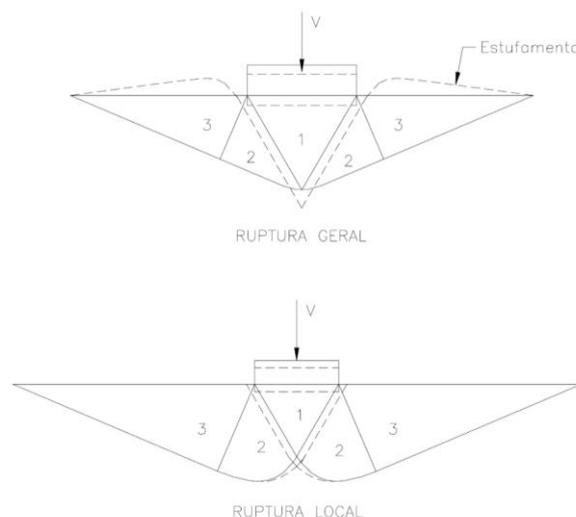
De acordo com Furnas (2003), a capacidade de carga, tanto para sapata quanto para tubulões, deve ser calculada com base em métodos da Mecânica dos Solos (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen), utilizando os parâmetros geotécnicos de projeto, que são obtidos a partir dos valores característicos, aplicando os coeficientes de segurança indicados na NBR 6122.

2.5.1.1 Método de Terzaghi

Segundo Chaves (2004), o modelo de Terzaghi sugere a formação de uma cunha sob a fundação, que mobiliza o solo adjacente estimulando o aparecimento de duas zonas de cisalhamento: uma de cisalhamento radial (indicada como 2 na Figura 13), e outra de cisalhamento linear (indicada como 3 na Figura 13).

Terzaghi propõe que a ruptura pode ocorrer de forma geral ou local, ilustradas na Figura 13. Segundo Chaves (2004), a ruptura geral ocorre repentinamente, e normalmente o solo de um lado da fundação apresenta o estufamento e a estrutura apresenta tombamento, ruptura mais comum em solos mais compactos ou rijos. Por outro lado, a ruptura local ocorre em solos mais fofos. Para esses casos, Terzaghi propôs fatores de minoração da capacidade de carga e redução do valor da coesão (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 13 – Mecanismo de ruptura dos solos



Fonte: Chaves (2004)

O modelo de Terzaghi apresenta uma fórmula para calcular a tensão de ruptura do solo, considerando a geometria da fundação. A partir dessa fórmula, determina-se o valor da tensão de ruptura do solo (q_u). Aplicando-se um fator de segurança (FS), geralmente adotado como 3 nas fórmulas teóricas, obtém-se a tensão admissível (q_s) (CHAVES, 2004).

$$q_u = cN_cS_c + 0,5\gamma BN_\gamma S_\gamma + qN_qS_q \quad (2)$$

$$q_s = \frac{q_u}{FS} \quad (3)$$

Onde:

c = Coesão;

N_c, N_γ e N_q = Fatores de capacidade de carga (função do ângulo de atrito);

S_c, S_γ e S_q = Fatores de forma (função da forma da fundação);

γ = Peso específico do solo;

B = Menor dimensão da sapata;

q = Tensão efetiva do solo na cota de assentamento da fundação;

Cintra *et al.* (2011) determina as seguintes equações para cálculo dos fatores de capacidade de carga, valores adimensionais que dependem exclusivamente do ângulo de atrito do solo.

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + 0,5\varphi) \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (5)$$

$$N_\gamma = (N_q + 1) 2 \tan \varphi \quad (6)$$

Os fatores de forma para fundações com base quadrangular e circular são calculadas através das equações 7, 8 e 9.

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (7)$$

$$S_q = 1 + \tan \varphi \quad (8)$$

$$S_\gamma = 0,60 \quad (9)$$

2.5.1.2 Método de Meyerhof

Meyerhof (1951) realizou importantes avanços na teoria da capacidade de carga inicialmente proposta por Terzaghi, introduzindo aprimoramentos que consideram interações adicionais entre o solo e a fundação. Seu método incorpora a contribuição do solo acima da cota de assentamento tanto como sobrecarga quanto como resistência ao cisalhamento dessa camada. Essa abordagem permite avaliar a tensão de ruptura do solo (q_u) considerando fatores adicionais que influenciam a estabilidade e o comportamento geotécnico. A equação geral proposta por Meyerhof para a tensão de ruptura é expressa pela equação 10.

$$q_u = cN_c S_c d_c + 0,5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma + q N_q S_q d_q \quad (10)$$

Os fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_γ) são calculados por uma proposta distinta à de Terzaghi, com os resultados apresentados pelo Quadro 1.

Quadro 1 – Fatores de capacidade de carga de Meyerhof

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.75	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.+20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Fonte: DAS (2009)

Os fatores de forma (S_c , S_q e S_γ) e de profundidade (d_c , d_q e d_γ) são calculados pelas fórmulas apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2 – Fórmulas para cálculo de fatores de Meyerhof

Fatores	Fórmula	Para
Forma	$S_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Qualquer ϕ
	$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$S_q = S_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
Profundidade	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Qualquer ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$		

Fonte: adaptado BOWLES (1997)

2.5.2 Resistência a Esforços Laterais

A resistência lateral do solo é o suporte que as fundações profundas oferecem para resistir ao tombamento causado por esforços horizontais, diferentemente das fundações rasas, nas quais a resistência lateral do solo é desconsiderada na verificação ao tombamento. A análise das fundações profundas submetidas a esforços transversais pode ser feita considerando as reações do solo nas fases plástica e elástica. Na verificação do estado limite de serviço, utilizam-se métodos que consideram o solo elástico, focando nas deformações causadas pelo carregamento. A fase plástica é utilizada para verificar a ruptura do solo, ou seja, a capacidade de carga última.

2.5.2.1 Método de Winkler

O método de Winkler consiste em distribuir molas ao longo da fundação, cuja constante de proporcionalidade simula a reação do solo na fase elástica, sendo essas constantes conhecidas como coeficientes de reação. Segundo Velloso e Lopes (2010), algumas simplificações são necessárias para aplicar a solução de Winkler, como: considerar o solo isotrópico; pressões de contato variando linearmente conforme o recalque; e a independência das molas, sem tratar o solo como meio contínuo, de modo que o recalque ocorre apenas ao longo da fundação

Ao aplicar o modelo de Winkler para fundações profundas sob carga transversal, a reação do solo é considerada ao longo da projeção do diâmetro ou largura da fundação, sendo a tensão normal (ρ) atuante calculada por:

$$\rho = k_h y \quad (11)$$

Onde:

k_h = Coeficiente de reação horizontal;

y = Deslocamento horizontal.

Além disso, Terzaghi (1955) observou que solos arenosos e argilosos respondem de maneiras distintas. Para solos argilosos, considera-se uma reação constante ao longo do fuste enterrado, enquanto para solos arenosos, a reação do solo é assumida como linearmente variável.

Para solos argilosos, Terzaghi (1955) sugere valores de coeficiente de reação horizontal apresentados na Tabela 10, resultados obtidos em ensaios com estacas de 30 cm de dimensão transversal (B). Para fundações de dimensões transversais diferentes de 30 cm, é necessária ajustar os dados apresentados nas Tabela 10 e Tabela 11, multiplicando o valor tabelado por 30/B, sendo B em centímetros.

Tabela 10 – Coeficiente de reação horizontal para argilas

	Rija	Muito Rija	Dura
Faixa de valores k_h [kN/m ³]	160 - 320	320 – 640	> 640
Valor proposto k_h [kN/m ³]	240	480	960

Fonte: adaptado Velloso e Lopes (2010)

Para solos arenosos, o coeficiente de reação horizontal é determinado a partir da taxa de crescimento do coeficiente de reação (n_h), profundidade enterrada da estaca (z) e sua dimensão transversal, conforme equação seguinte:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (12)$$

Terzaghi propôs valores de taxa de crescimento do coeficiente de reação de acordo com a compactidade do solo, para estacas de 30 cm de diâmetro, conforme Tabela 11.

Tabela 11 – Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal para areias

Compactidade	nh [kN/m ³]	
	Acima do NA	Abaixo do NA
Fofa	2300	1500
Mediamente Compacta	7100	4400
Compacta	17800	11100

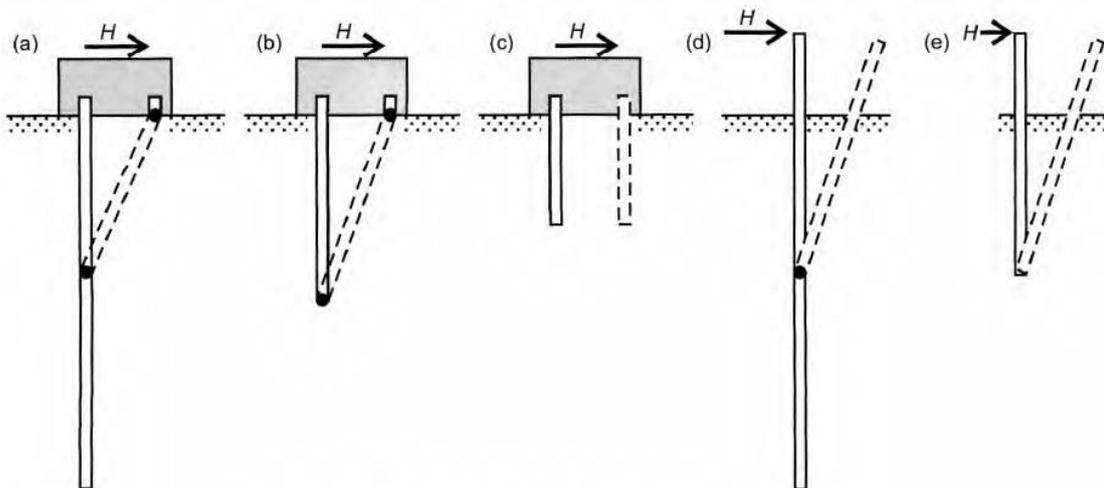
Fonte: adaptado Velloso e Lopes (2010)

2.5.2.2 Método de Broms

Broms analisou o comportamento de estacas em solos coesivos e não coesivos. Posteriormente, ele resumiu suas conclusões e apresentou um critério para o cálculo de estacas submetidas a carregamentos transversais.

Broms apresenta que o mecanismo de ruptura de uma estaca depende de seu comprimento e do tipo de restrição no topo da fundação. A Figura 14, elaborada por Velloso e Lopes (2010), apresenta as possíveis formas de ruptura propostas por Broms, sendo elas: estacas longas com restrição no topo (a), estacas curtas com restrição (b e c), estacas longas livres (d) e estacas curtas livres (e).

Figura 14 – Mecanismo de ruptura de uma estaca



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Neste trabalho, aplica-se o mecanismo de ruptura para estaca curta livre (e), característico de tubulões usados em linhas de transmissão. O tubulão é considerado um corpo cilíndrico rígido-plástico, enquanto o solo é tratado como estando em equilíbrio plástico.

Para estacas curtas, a distribuição de pressões e os diagramas de momentos fletores dependem do tipo de solo em que a fundação está inserida. Em solos arenosos, a pressão ao longo da estaca é distribuída de forma linear, em solos argilosos, a pressão é constante em todo o comprimento da estaca (VELLOSO e LOPES, 2010).

No caso de estacas curtas com topo livre em solos arenosos, a pressão do solo a qualquer profundidade é três vezes o empuxo passivo, valor proporcional ao diâmetro da estaca (D), peso específico efetivo do solo (γ') e coeficiente de empuxo passivo (K_p), conforme o modelo de Rankine:

$$p_u = 3D\gamma'K_p \quad (13)$$

$$K_p = \frac{(1+\sin\varphi)}{(1-\sin\varphi)} \quad (14)$$

A carga de ruptura é dada por esforços com carga aplicada na ponta da estaca (H_u), gerando momento (M_u) calculado por:

$$H_u = \frac{(0,5\gamma'DL^3K_p)}{(e+L)} \quad (15)$$

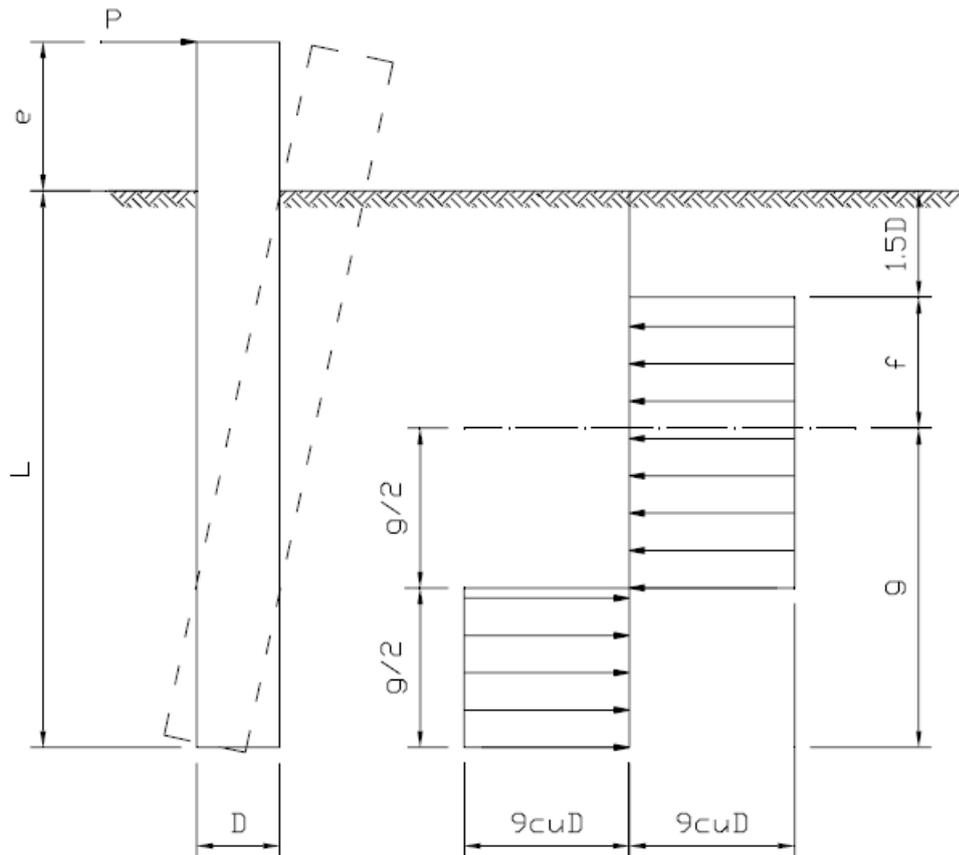
$$M_u = 0,5\gamma'DL^3K_p \quad (16)$$

Para o caso de solo argiloso, Broms (1964) considera que a pressão exercida pelo solo seja constante e o comprimento inicial enterrado de 1,5 vezes o diâmetro da estaca tenha sua reação desprezada, por considerar a resistência do solo dessa faixa pouco relevante, conforme ilustra a Figura 15.

Dessa maneira, o comprimento enterrado da estaca (L) é dividido em 3 parcelas relativas à reação do solo, conforme equação 16.

$$L = 1,5D + f + g \quad (17)$$

Figura 15 – Diagrama das forças de reação do solo estaca curta



Fonte: Broms (1964)

Com essas considerações, Maciel (2006) apresenta o seguinte cálculo do momento máximo para estacas curtas com topo livre em o solo argiloso, onde “f” e “g” são parcelas do comprimento total da estaca:

$$f = \frac{P}{9c_u D} \quad (18)$$

$$g = \sqrt{4f(e + 1,5D + 0,5f)} \quad (19)$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{9}{4} c_u D g^2 \quad (20)$$

Onde:

e = Altura de aplicação da carga horizontal;

L = Comprimento da estaca enterrado.

c_u = Resistência não drenada do solo;

P = Carregamento horizontal no topo da fundação.

2.5.3 Resistência a Esforços de Arrancamento

O arrancamento de fundações é um aspecto particular das fundações de torres de linhas de transmissão, que se diferencia dos casos convencionais na construção civil. Embora existam referências bibliográficas desde a década de 1910 para determinar a capacidade de carga à tração, esses modelos tradicionais focam apenas no peso da fundação e na sobrecarga do solo sobre ela.

Foi somente a partir dos anos 1960 que surgiram os primeiros métodos racionais baseados nas teorias da mecânica dos solos. Danziger (1983) afirma que a partir dessa época, novas linhas de pesquisa começaram a se desenvolver, aplicando essas teorias ao estudo da tração em fundações. Essas pesquisas, muitas vezes baseadas em ensaios com modelos reduzidos, contribuíram para o desenvolvimento de metodologias de previsão da capacidade de carga.

2.5.3.1 *Método do Cone*

O Método do Cone é um dos métodos mais simples e amplamente aplicados para determinar a capacidade de carga, considerando apenas o peso próprio da fundação e o peso do solo sobre ela, assumindo uma forma de tronco de cone. Nesse modelo, a menor base do tronco corresponde às arestas da fundação, e o cone é delimitado pela superfície do terreno e pela geratriz que forma um ângulo α .

Danziger (1983) alerta que esse método pode gerar resultados pouco confiáveis, dependendo do valor adotado para o ângulo α , resultando em cálculos excessivamente conservadores ou inseguros. Por isso, seu uso deve ser baseado na experiência de uma empresa projetista qualificada ou em provas de carga em escala real, como lembra Garcia (2005). Contudo, mesmo essas provas podem ser influenciadas pela natureza do solo ou pela geometria da fundação.

Uma limitação significativa desse método é a falta de consideração da resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura, pois não faz uso das teorias da mecânica dos solos.

2.5.3.2 Método de Grenoble

O método de Grenoble é abrangente e contempla tanto fundações superficiais quanto profundas, amplamente utilizadas em LT. Desenvolvido na Universidade de Grenoble, o método se baseia em inúmeros ensaios de modelos reduzidos, além de contar com uma vasta gama de testes em escala real realizados em diversos países. Garcia (2005) destaca que seu uso é amplamente difundido no setor, devido à grande confiabilidade comprovada por estudos aprofundados. Por essa razão, o método é adotado neste trabalho para a verificação de arrancamento no dimensionamento de fundações, incluindo sapatas e tubulões.

2.5.3.2.1 Método de Grenoble Para Tubulões Retos

Para casos de estacas ou tubulões retos, a carga de ruptura (Q_{rt}) é determinada pela resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura, acrescida do peso da própria fundação e do solo que adere a ela. Além disso, também se considera a contribuição de qualquer sobrecarga existente que incida sobre a superfície. A equação 20 é utilizada para o dimensionamento de tubulões, na qual os coeficientes são obtidos por ábacos fornecidos em Danziger (1983) ou em Garcia (2005).

$$Q_{rt} = pD [cM_c + \gamma' D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] + P \quad (21)$$

Onde:

p = Perímetro da fundação;

D = Profundidade de assentamento da fundação;

q_0 = Sobrecarga uniforme;

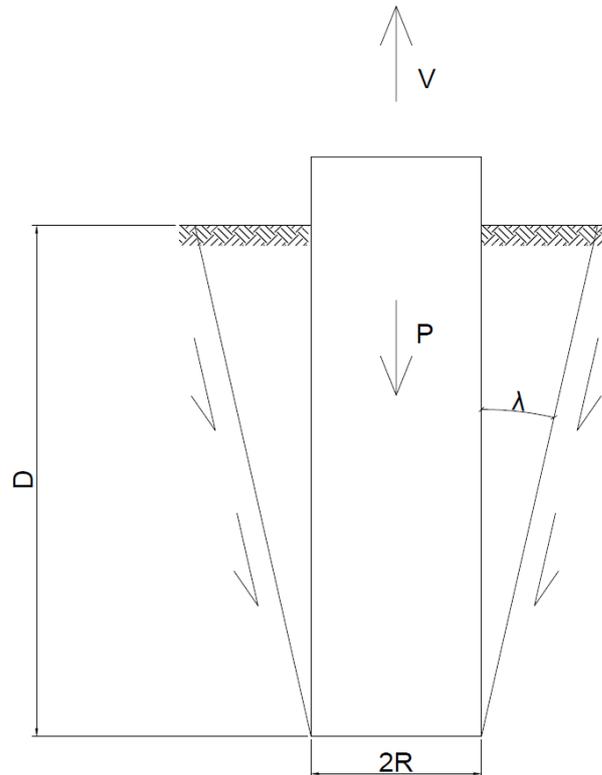
P = Peso próprio da fundação;

$M_c, (M_\phi + M_\gamma), M_q$ = Coeficientes de capacidade de carga à tração.

Entre a base da fundação e a superfície de ruptura do solo é formado o ângulo λ , como ilustra a Figura 16. Para estacas e tubulões sem base, o ângulo é geralmente considerado como $-\phi/8$, independentemente do tipo de solo,

correspondendo aproximadamente à inclinação da superfície de ruptura real. O ângulo λ é definido como positivo quando a superfície de ruptura forma um tronco de cone ou pirâmide, com a menor base localizada na superfície do terreno. Na Figura 16 o ângulo é negativo, pois a ruptura resulta na formação de uma cunha, onde a maior base se encontra na superfície do solo.

Figura 16 – Superfície de ruptura equivalente para tubulão sem base



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

2.5.3.2.2 Método de Grenoble Para Sapatas e Tubulões com Base

Para o caso de sapatas, o Método de Grenoble divide os solos em duas categorias que apresentam processo de ruptura distintos, sendo classificadas como categoria 1 e 2.

a) Solos de categoria 1:

Os solos de menor competência são classificados como categoria 1, abrangendo solos fracos e argilosos com elevado grau de saturação, com ângulo de atrito igual ou inferior a 15° . Para esses solos, a inclinação da superfície de ruptura

tem um ângulo λ igual a $\arctan 0,2$ positivo, o que significa que a superfície de ruptura se fecha conforme se aproxima da superfície do terreno.

Essa categoria é subdividida em três casos, conforme ilustrado na Figura 17, com base na profundidade crítica (D_c), que é a distância entre a superfície do terreno e a borda superior da base. A profundidade crítica estabelece um limite entre diferentes mecanismos de ruptura e é calculada por:

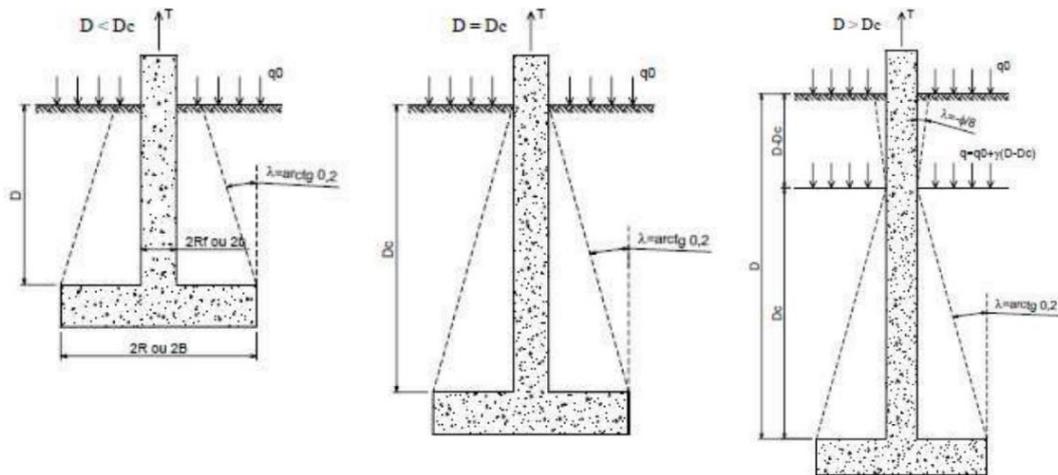
$$D_c = 5 \times (B - b) \quad (22)$$

Onde:

B = Metade da largura da base da sapata;

b = metade da largura do fuste.

Figura 17 – Mecanismos de ruptura para sapatas em solos fracos



Fonte: Garcia (2005)

Para determinar a carga de ruptura (Q_{rt}) em sapatas com profundidade de assentamento (D) igual ou inferior a D_c , utiliza-se as mesmas equações para determinação de estacas ou tubulões sem base (equação 19), entretanto o raio (R) da base é substituído pelo raio equivalente (Re):

$$Re = \frac{Pb}{8} \quad (23)$$

Onde:

Pb = Perímetro da base;

Para D maior que D_c , além da contribuição do solo sobre a base da sapata, tem-se um acréscimo da capacidade em virtude da porção de solo aderido no fuste da fundação:

$$Q_{rt} = Q_{rt}(base) + Q_{rt}(fuste) \quad (24)$$

$$Q_{rt}(base) = P_b \cdot D_c [cM_c + \gamma' D_c (M_\phi + M_\gamma) + (q_0 + \gamma'(D - D_c))M_q] + \dots \\ \dots + \gamma \cdot D_c (S_b + S_f) \quad (25)$$

$$Q_{rt}(fuste) = P_f (D - D_c) [cM_c + \gamma (D - D_c) (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] \quad (26)$$

Onde:

P_f = Perímetro do fuste;

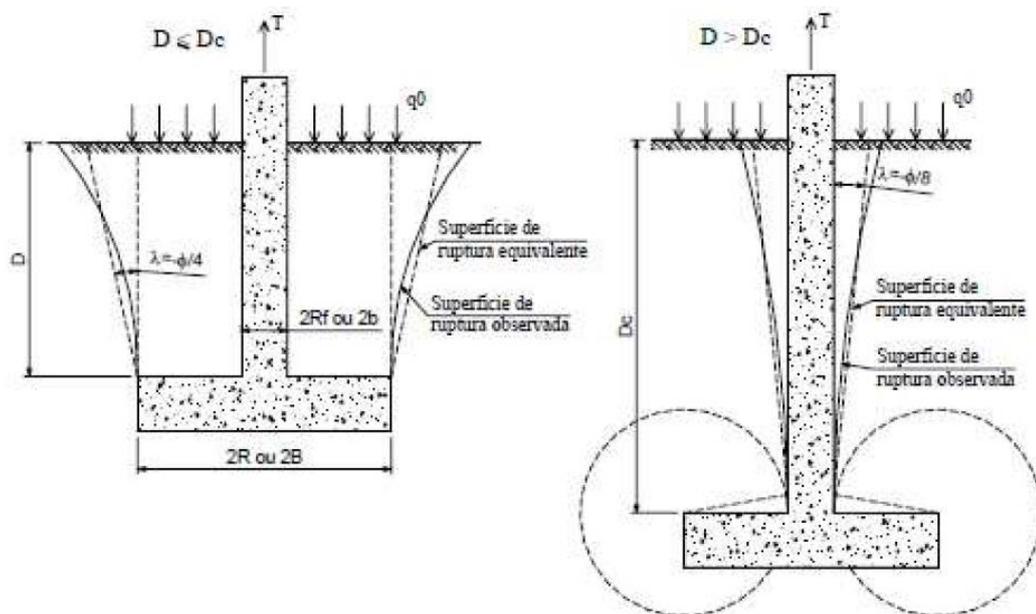
S_b = Área da base;

S_f = Área da seção do fuste.

b) Solos de categoria 2:

A categoria 2 é formada por solos de maior competência. Assim como para sapatas em solos de categoria 1, a profundidade crítica divide a categoria 2 em dois grupos. Os mecanismos de ruptura de cada caso são ilustrados pela Figura 18.

Figura 18 – Mecanismos de ruptura para sapatas em solos competentes



Fonte: Garcia (2005)

Para caso em que $D \leq D_c$, tem-se $\lambda = -\varphi/4$ e $Re = Pb/2\pi$, sendo a carga de ruptura calculada por:

$$Q_{rt} = Pb \cdot D [cM_c + \gamma D (M_\varphi + M_\gamma) + q_0 M_q] + P + \gamma D (Sb - Sf) \quad (27)$$

Para solos arenosos, que apresentam coesão nula, Danziger (1983) observou que o ângulo λ se aproxima do valor do ângulo de atrito interno do solo (φ), dessa maneira os coeficientes M_c , M_φ e M_q se anulam, gerando as equações 26 e 27 simplificadas:

$$Q_{rt} = Pb \cdot D^2 \gamma M_\gamma + P + \gamma D (Sb - Sf) \quad (28)$$

$$M_\gamma = -0,5 \tan \lambda \left(1 - \frac{D \tan \lambda}{3R} \right) \quad (29)$$

Para caso em que $D > D_c$, haverá contribuição do fuste, dessa maneira tem-se:

$$Q_{rt} = Q_{rt}(base) + Q_{rt}(fuste) + P \quad (30)$$

$$Q_{rt}(base) = (Sb - Sf) m M (\gamma D \tan \varphi + c) \quad (31)$$

$$m = \left\{ \begin{array}{l} 1 - \left(\frac{1}{2\pi} \arcsen \left(\frac{e}{r} - Rf \right) \right) \\ 0,75 \end{array} \right\} \quad (32)$$

$$M = \frac{4\pi}{1 + \frac{\pi}{2} \tan \varphi} \quad (33)$$

2.6 RECALQUE DE FUNDAÇÕES

O recalque de uma fundação é a deformação resultante das cargas aplicadas ao solo, causando um "afundamento" na estrutura. Esse recalque pode ser dividido em diferentes tipos: o recalque total, que é a maior deformação registrada em um ponto específico; o recalque diferencial, que corresponde à diferença entre os recalques totais em dois pontos distintos; o recalque diferencial específico ou distorção angular, que é o recalque diferencial dividido pela distância entre esses pontos; e a inclinação, que representa a distorção angular entre dois pontos extremos da estrutura (AZEVEDO, 2011).

Conforme Albuquerque (2020), os recalques elásticos ou imediatos são deformações que ocorrem rapidamente após a aplicação de cargas, devido à resposta elástica do solo de apoio. A velocidade dessas deformações é essencial na análise estrutural, pois provocam uma resposta imediata da estrutura, sendo frequentemente as mais críticas.

O recalque é um parâmetro fundamental para a segurança e durabilidade das estruturas, exigindo avaliações detalhadas tanto em fundações diretas quanto indiretas. As metodologias e fatores de influência variam conforme a profundidade, as características do solo e a natureza da estrutura.

2.6.1 Cálculo recalque de fundações diretas

Para fundações rasas, os cálculos de recalque são normalmente baseados em teorias elásticas, teorias de camadas e métodos empíricos. Albuquerque (2020) apresenta alguns métodos consagrados para cálculo do recalque de fundações diretas com estimativa prática dos recalques em solos arenosos e argilosos. Essas abordagens consideram os esforços distribuídos na base da fundação e as propriedades elásticas do solo.

2.6.1.1 Método de Schliecher (1926)

Baseado na teoria da elasticidade e na distribuição de tensões de Boussinesq, Schliecher (1926) inseriu a tensão vertical causada pela distribuição uniforme sobre a superfície, obtendo a seguinte equação para estimativa do recalque elástico (s) do solo abaixo de uma base elástica (ALBUQUERQUE, 2020).

$$s = K \times \sigma \times \sqrt{A} \times \frac{(1-\nu^2)}{E_s} \quad (34)$$

Onde:

K = Coeficiente de forma que depende do grau de rigidez;

σ = pressão líquida aplicada pela base sobre o solo;

E_s = Módulo de elasticidade do solo;

ν = Coeficiente de Poisson do solo.

2.6.1.2 Método de Schmertmann; Hartman; Brown (1978)

O método baseia-se na relação entre tensão e módulo de elasticidade, considerando o fator de influência (I_z). A deformação vertical (ϵ_z) e o recalque elástico (s_e) são calculados por:

$$\epsilon_z = \frac{\sigma}{E_s} \times I_z \quad (35)$$

$$s_e = C1 \times C2 \times \sigma^* \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right) \quad (36)$$

Onde:

σ^* = Tensão líquida atuante ($\sigma^* = \sigma - \sigma_v$);

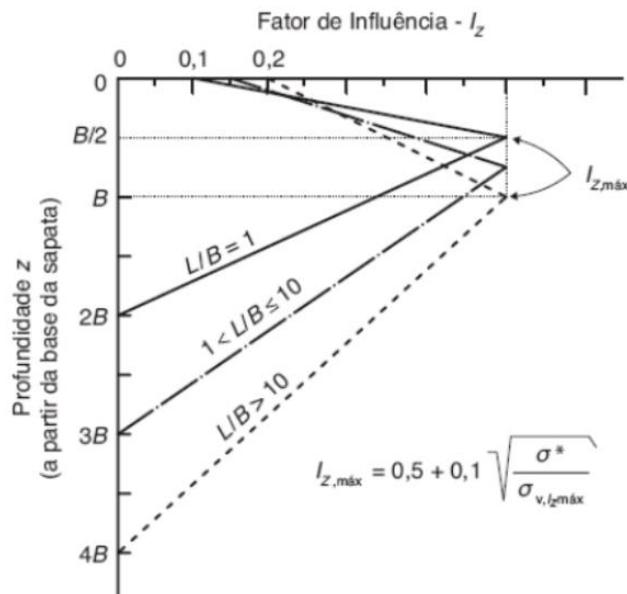
E_s = Módulo de elasticidade do solo;

$C1$ = Correção causada pelo embutimento na sapata;

$C2$ = Correção em função do efeito do tempo.

O método é aplicável em sapatas retangulares, corridas e quadradas. Para sapatas quadradas temos a profundidade máxima de influência a partir da base da sapata (Z) que equivale a $2B$, e a profundidade da camada de maior influência (z). Conforme Figura 19:

Figura 19 – Fator de influência e profundidade para recalque de sapatas



Fonte: Albuquerque (2020)

Os cálculos dos fatores de influência da deformação I_z são apresentados nas equações 35 e 36:

$$z \leq \frac{B}{2} \Rightarrow I_z = 2 \times \frac{z}{B} \times (I_{zmáx} - 0,1) + 0,1 \quad (37)$$

$$\frac{B}{2} \leq z \leq 2B \Rightarrow I_z = \left[\frac{4}{3} - \frac{2}{3} \times \frac{z}{B} \right] \times I_{zmáx} \quad (38)$$

A correção por causa do embutimento da sapata (C1) e efeito do tempo (C2), são calculadas por:

$$C1 = 1 - 0,5 \times \frac{\sigma v}{\sigma^*} \geq 0,5 \quad (39)$$

$$C2 = 1 + 0,2 \times \log\left(\frac{t}{0,1}\right) \quad (40)$$

Onde:

B = Comprimento da sapata;

σv = Sobrecarga causada pela massa de solo situada acima da cota de apoio da fundação;

σv_{max} = Tensão efetiva na profundidade z;

t = Tempo (em anos).

2.6.2 Cálculo de recalque de fundações indiretas

Menezes (2007) apresenta um estudo comparativo de métodos para estimativa de recalques em tubulões. Entre os métodos avaliados, o método de Barata (1984, 1986) é amplamente utilizado na prática de fundações no Brasil. Outro método difundido é o apresentado em Cintra (2010). Esses métodos se baseiam na teoria da elasticidade para a análise de recalque levando em conta parâmetros como o módulo de deformabilidade do solo, o coeficiente de Poisson, a tensão aplicada ao solo e as dimensões das fundações para calcular o recalque imediato.

2.6.2.1 Método de Barata (1984, 1986)

Barata (1984, 1986) apresenta a seguinte expressão para o cálculo de recalques imediato da estaca (s_i), tomando de base a teoria da elasticidade.

$$s_i = \sigma \times D[(1 - \nu^2)/E_s]c \times \lambda \quad (41)$$

Onde:

σ = Tensão média distribuída;

D = Diâmetro da fundação;

ν = Coeficiente de Poisson;

E_s = Módulo de deformabilidade do solo;

c = Coeficiente de forma e rigidez;

λ = Coeficiente profundidade.

2.6.2.2 Método de Cintra (2010)

Cintra (2010) considera que o recalque na estaca (p) é dado pelo somatório do recalque da cabeça da estaca (p_e) e recalque na base da estaca (p_s).

$$p = p_e + p_s \quad (42)$$

O encurtamento elástico da estaca pode ser calculado por:

$$p_e = \frac{P \times L}{A \times E_c} \quad (43)$$

O recalque do solo na base da fundação é dado por:

$$p_s = \sum \left(\frac{\Delta \sigma}{E_s} H \right) \quad (44)$$

Onde:

A = Área da seção do fuste da estaca;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

P = Esforço normal;

L = Comprimento da estaca.

$\Delta\sigma$ = Acréscimo total de tensões na camada;

E_s = Módulo de deformabilidade da camada do solo;

H = Profundidade da camada.

2.7 CARREGAMENTOS NAS FUNDAÇÕES

As cargas transmitidas para a fundação são obtidas a partir das memórias de cálculo fornecidas pela empresa projetista da estrutura da torre. Nessas análises, as reações de apoio sobre as fundações consideram as diversas hipóteses de carregamento e composições de torres, conforme mencionado no item 2.2.2.

As memórias de cálculo das torres incluem composições de carga ponderadas. Assim, os valores utilizados nas análises estruturais das torres possuem fatores de ponderação aplicados. Além disso, as cargas transferidas para as fundações devem receber fatores adicionais: 1,1 para fundações de estruturas de suspensão e 1,2 para estruturas terminais ou de ancoragem (FURNAS, 2003). Essa majoração das cargas para o dimensionamento das fundações visa garantir a segurança durante a construção. A fundação deve ser mais segura que a estrutura da torre, pois, em caso de colapso, a restauração da linha de transmissão será mais rápida e simples se a fundação não for danificada.

Além das cargas vindas da superestrutura, também se considera o peso da própria fundação, incluindo o concreto e o solo sobrejacente. FURNAS (2003) recomenda que esses esforços sejam incluídos na composição dos carregamentos e que recebam fatores de acordo com sua contribuição para a estabilidade da fundação. Quando o peso desses materiais favorece a estabilidade, aplica-se um fator de redução de 0,9. Caso contrário, se o carregamento for desfavorável, ele é majorado por um fator de 1,1.

2.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES

Os métodos de segurança definidos pelas normas quantificam a segurança por meio do fator de segurança. Esses métodos de cálculo, usados em projetos de engenharia, relacionam variáveis como solicitação e resistência. Segundo Azevedo

(2010), independentemente do método de verificação escolhido, o fator de segurança global deve manter o valor, uma vez que é obtido pelo quociente entre os valores mais prováveis de resistência e solicitação. A limitação desse método é a não consideração da dispersão das curvas de solicitação e resistência.

Os métodos de verificação da segurança das fundações se dividem em três categorias principais: determinísticos, semi-probabilísticos e probabilísticos. O método determinístico, como o Método das Tensões Admissíveis, garante que a maior solicitação não exceda a tensão admissível do material, que é afastada da tensão de ruptura por um fator de segurança (AZEVEDO, 2010).

O método semi-probabilístico, por sua vez, utiliza valores característicos de carregamento e combinações de fatores de ponderação. Conforme Azevedo (2010), a verificação de segurança ocorre quando as solicitações de cálculo são iguais ou inferiores às resistências de cálculo dos materiais utilizados.

2.8.1 Método das Tensões Admissíveis

Tanto o concreto quanto o aço precisam apresentar parâmetros de resistência altamente confiáveis para serem usados no dimensionamento. As resistências características desses materiais, f_{ck} e f_{yk} , respectivamente, obtidas em ensaios laboratoriais, são reduzidas conforme as orientações da NBR-6118:2023, garantindo que os valores considerados estejam dentro de uma probabilidade de ocorrência no limite inferior de 5%. No caso dos tubulões, a NBR-6122:2022 especifica os valores de ponderação da resistência à compressão do concreto (γ_c) a serem adotados, conforme Tabela 12.

Tabela 12 – Fatores para dimensionamento de tubulões

Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	γ_c
I e II	2,2
III e IV	3,6

Fonte: adaptado NBR-6122:2022

Os valores característicos dos solos são obtidos por ensaios laboratoriais, investigações de campo ou do subsolo, conforme descrito na NBR-6122:2022, que

estabelece três métodos para determinar a resistência do solo: teórico, semiempírico e empírico. No método teórico, a resistência é baseada em teorias da Mecânica dos Solos; no semiempírico, as propriedades dos materiais são estimadas por correlações adaptadas a essas teorias; e, no empírico, a pressão admissível é determinada pela descrição do terreno.

Para obter valores confiáveis para a pressão admissível da fundação, pode-se adotar fatores de segurança globais ou parciais. Os fatores de segurança (FS) globais são aplicados para reduzir os valores de capacidade de carga última obtidos por meio de cálculos ou ensaios experimentais. De acordo com a NBR-6122:2022, esses fatores têm valores estabelecidos para fundações sem ensaios de prova de carga, conforme mostrado na Tabela 13:

Tabela 13 – Fatores de segurança globais

Tipo de fundações	Fator de segurança global FSg
Rasas	3,0
Profundas	2,0

Fonte: adaptado NBR-6122:2022

Em projetos de engenharia civil, geralmente são aplicados dois métodos principais: o determinístico (Método das Tensões Admissíveis) e o semi-probabilístico. Embora a análise estrutural das torres seja feita com cargas ponderadas de trabalho, a verificação de estabilidade das fundações ainda é ajustada com um fator global de segurança, criando uma combinação entre os métodos.

No caso específico deste trabalho, como as resistências das fundações são estimadas a partir de sondagens à percussão, sem a realização de provas de carga, os fatores de segurança adotados para tubulões e sapatas são de 2,0 e 3,0, respectivamente, conforme recomendado pela NBR-6122:2022. Além disso, os carregamentos das memórias de cálculo das torres são ampliados, assim como o peso da fundação, incluindo o peso próprio e o solo aderido (item 2.7).

3 METODOLOGIA

Neste capítulo, é apresentada a linha de transmissão estudada, incluindo o tipo de torres selecionadas, as características dos solos ao longo do traçado e os materiais utilizados nas fundações, conforme as normas vigentes. Por fim, detalha-se o dimensionamento das fundações, tanto de sapatas quanto de tubulões, considerando os parâmetros geotécnicos e estruturais necessários para a estabilidade e segurança das torres.

3.1 LINHA DE TRANSMISSÃO DE 525 KV

O caso selecionado para esse estudo é uma linha de transmissão de 525kV de circuito duplo, contornando a região metropolitana de Curitiba, com extensão aproximada de 75,1 km. O traçado dessa LT conta com 199 estruturas, atravessando trechos rurais (90%) e trechos urbanos (10%).

3.1.1 Caracterização do Solo

Conforme apresentado no item 2.4.4, os projetos de fundação das torres de transmissão de energia são divididos em classes de solo, que possuem parâmetros geotécnicos previamente definidos. Para o estudo de caso, os parâmetros são estabelecidos com base em correlações dos valores N_{spt} obtidos nas sondagens a percussão realizadas no marco central de cada estrutura ao longo da LT. Para aumentar a confiabilidade dos dados, são conduzidos diversos ensaios ao longo do traçado da linha, incluindo ensaios de densidade e umidade in situ, granulometria, ensaio de compactação e ensaio de cisalhamento em corpos de prova, tanto secos quanto saturados. As informações coletadas permitem a definição de características específicas dos grupos de solos típicos, como coesão, peso específico, ângulo de atrito, tensão admissível e adesão entre solo e cimento.

A campanha de inspeção de solos para essa LT inclui sondagens SPT no marco central de todas as 199 estruturas ao longo da linha, complementadas por 12 poços de inspeção de 2,20 m e 7 ensaios de densidade e umidade in situ. Ensaios complementares são realizados em seis amostras selecionadas ao longo do traçado

da LT. Esses dados sustentam a caracterização dos solos e embasam as decisões de projeto para cada torre.

Além disso, para embasar ainda mais os resultados obtidos na caracterização dos solos, foi utilizado mapa de 2001 fornecido pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), que apresenta a classificação dos solos nas diferentes regiões do Brasil. Essa ferramenta contribui significativamente para a identificação das propriedades predominantes de cada tipo de solo ao longo do traçado da linha, permitindo um entendimento mais abrangente das condições geotécnicas. A utilização desse recurso amplia a confiabilidade e a consistência das análises, complementando os dados obtidos nos ensaios laboratoriais e de campo realizados.

3.1.2 Torres de Estudo

Ao longo da LT, estão previstas a construção de diversos tipos de torres, tanto autoportantes quanto estaiadas. Neste trabalho, são estudadas apenas as torres autoportantes, sendo escolhida a estrutura mais comum ao longo da LT, a ancoragem de meio de linha (A1). A segunda torre analisada é a estrutura com maior carregamento no empreendimento, estrutura de ancoragem terminal com deflexão máxima de 30° (AT). Não foram incluídas neste estudo as torres estaiadas.

As solicitações utilizadas são fornecidas nas memórias de cálculo das estruturas, assim como as árvores de carregamentos das torres. Nas análises estruturais realizadas, as torres A1 e AT estão submetidas a uma velocidade máxima de vento de projeto de 31,95 m/s correspondente a um tempo de retorno de 250 anos.

As cargas nas fundações são fornecidas pela empresa projetista tanto nos eixos ortogonais, condição utilizada para o dimensionamento dos tubulões que possuem fuste reto, quanto nos eixos locais, utilizados para dimensionar sapatas, considerando a inclinação do fuste de cada torre.

As combinações adotadas para o dimensionamento das fundações são aquelas que resultam nos valores máximos de compressão, arrancamento e esforço horizontal. Essas hipóteses podem ser responsáveis, respectivamente, pela máxima compressão sobre o solo, máxima solicitação ao arrancamento da fundação e maior esforço cortante sobre o fuste. Além dos carregamentos críticos, é necessário

considerar carregamentos em que as solicitações não sejam as máximas, pois a combinação de dois esforços pode gerar uma condição crítica para certas verificações de estabilidade das fundações.

Na verificação da tensão de borda, pode ocorrer uma situação crítica com um carregamento de grande magnitude de compressão associado a um esforço horizontal significativo. Por outro lado, um carregamento que apresente baixo esforço vertical e alto esforço horizontal pode resultar na situação crítica para a verificação de tombamento da fundação. Para as verificações estruturais, o caso crítico de flexo-compressão ou flexo-tração sobre o fuste pode ocorrer devido a altas solicitações horizontais e verticais.

3.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES

As torres da linha de transmissão estudada estão, em sua maioria, localizadas em áreas rurais (90%), enquanto as demais estão em áreas urbanas. Portanto, adota-se a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) II, característica de ambientes urbanos, para englobar os cenários mais críticos. De acordo com a tabela 7.2 da NBR 6118:2023, é exigido um cobrimento mínimo de 30 mm para elementos estruturais em contato com o solo em CAA II. No entanto, por questões de segurança e pela baixa frequência de manutenção das fundações de linhas de transmissão, é prática comum utilizar um cobrimento de 50 mm para a armadura.

As fundações típicas devem considerar as diferentes alturas do fuste. A variação no comprimento do fuste exposto tem como objetivo adaptar-se às particularidades do terreno ao longo da linha, seja pelo desnível das pernas da torre, seja pela necessidade de proteger o stub contra a elevação do NA. Assim, foram adotados afloramentos das fundações em relação ao nível do solo variando entre 30 cm e 180 cm.

Essa variação no fuste gera diferentes pesos próprios das fundações. Portanto, para o dimensionamento das fundações, são considerados os pesos máximo e mínimo, cada um sendo utilizado para garantir a segurança no cenário crítico. Para a verificação de compressão do solo utiliza-se o peso máximo, pois, além de proporcionar uma maior solicitação sobre o solo devido à maior carga, oferece também um maior braço de alavanca para os esforços horizontais, aumentando o momento aplicado. Para a verificação do arrancamento, considera-se

o peso mínimo da fundação, garantindo assim a segurança estrutural no cenário de menor contribuição do peso próprio.

As cargas nas estruturas das fundações foram tratadas conforme especificado pela especificação de projeto de FURNAS (2003), assim como discutido no item 2.6: majoração das cargas provenientes da superestrutura em 1,2 para torres do tipo ancoragem; majoração de 1,1 do conjunto formado pelo peso próprio da fundação mais o solo sobrejacente para a verificação de compressão e minoração desse mesmo conjunto em 0,9 para verificações de arrancamento do solo.

3.2.1 Características dos Materiais

As fundações das torres ao longo da linha de transmissão são compostas principalmente por concreto e aço, cuja qualidade e resistência são essenciais para garantir a estabilidade e durabilidade das estruturas. Os materiais empregados apresentam as seguintes características:

Resistência característica do aço à tração (f_{yk}): 500 MPa;

Resistência característica do concreto (f_{ck}): 25 MPa;

Peso específico do concreto (γ_c): 25 kN/m³.

Demais parâmetros necessários obtidos através das equações apresentadas pela NBR-6118:2023:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \therefore f_{yd} = \frac{500}{1,15} \therefore f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (45)$$

$$f_{cfk,inf} = 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \therefore f_{cfk,inf} = 0,21 \times 25^{\frac{2}{3}} \therefore f_{cfk,inf} = 0,33 \text{ kN/cm}^2 \quad (46)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (47)$$

Sendo $\gamma_c=1,4$ para sapatas e $\gamma_c=2,2$ para tubulões em ambientes com classe de agressividade ambiental I e II, cenário adotado, conforme Tabela 12 no item 2.7.1.

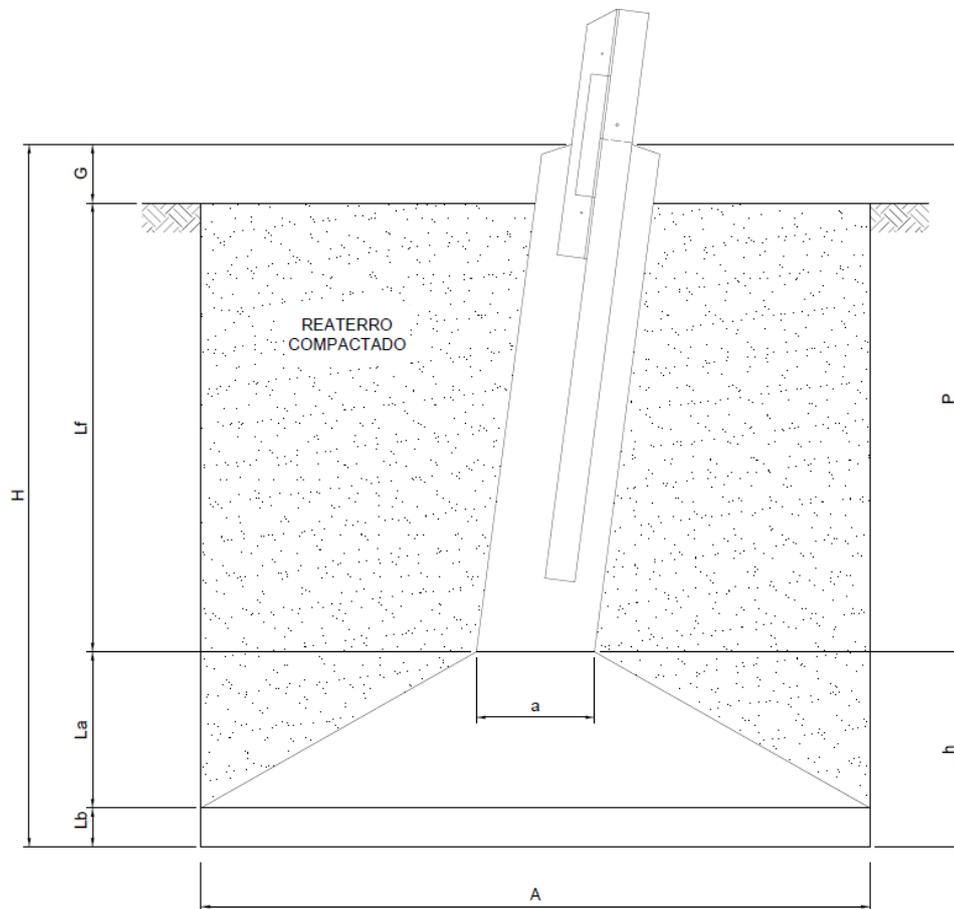
$$f_{cd(sapata)} = \frac{250}{1,4} \therefore f_{cd(sapata)} = 1,79 \text{ kN/cm}^2 \quad (48)$$

$$f_{cd(tubul\tilde{a}o)} = \frac{250}{2,2} \therefore f_{cd(tubul\tilde{a}o)} = 1,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (49)$$

3.3 PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO DE SAPATA

A seguir é apresentado o procedimento de cálculo para dimensionamento geotécnico e estrutural de fundações do tipo sapata.

Figura 20 – Esquema de sapata com dimensões indicadas



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

3.3.1 Dimensionamento geotécnico da sapata

Para o dimensionamento de sapata é realizada verificações quanto aos diferentes carregamentos: compressão, arrancamento, tombamento e deslizamento.

3.3.1.1 Verificação a compressão

Para verificação em relação à compressão do solo são calculadas as tensões médias admissíveis σ_{adm} , atuante de compressão (σ_{calc}) e tensão de borda σ_{borda} (Flexo-Compressão). A tensão de cálculo atuante de compressão deve ser igual ou inferior à pressão admissível do solo ao nível da base da sapata, conforme equação a seguir:

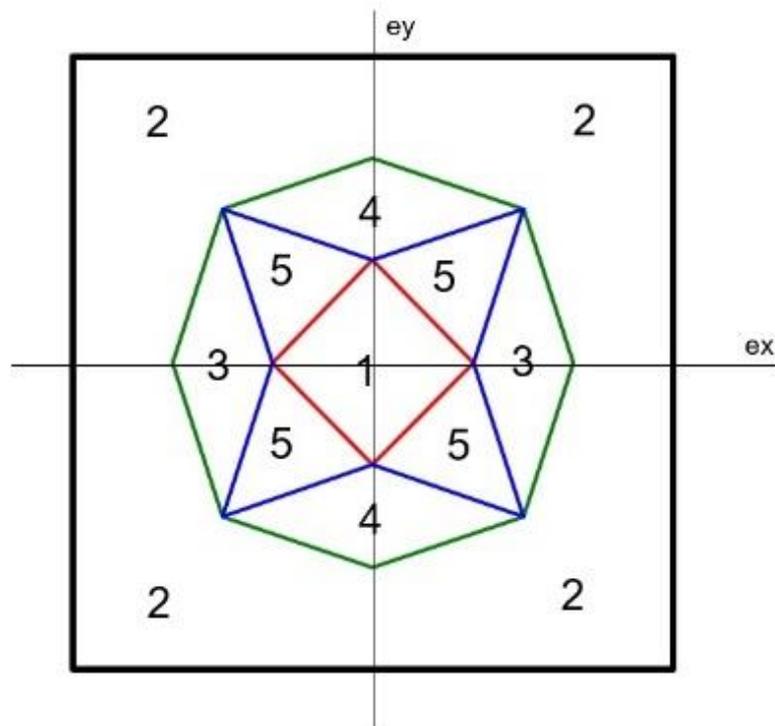
$$\sigma_{calc} = \frac{1,2C + 1,1(P_{fM} + Ps)}{A^2} \leq \sigma_{adm} \quad (50)$$

Para calcular a tensão de borda, primeiramente são calculadas as excentricidades relativas e_x e e_y , utilizadas para encontrar a zona correspondente na Figura 21.

$$e_x = \frac{1,2 \times M_x}{C + (P_{fM} + Ps)} \quad (51)$$

$$e_y = \frac{1,2 \times M_y}{C + (P_{fM} + Ps)} \quad (52)$$

Figura 21 – Zona de compressão base da sapata



Fonte: adaptado Velloso e Lopes (2010)

Para a situação em que a base da sapata esteja totalmente comprimida, ou seja, a carga vertical está aplicada dentro do núcleo central de inércia (zona 1), a tensão de borda é determinada pela equação a seguir:

$$\sigma_{borda} = \frac{1,2C+1,1(P_{fM}+PS)}{A^2} \quad (53)$$

Para sapata com a base não totalmente comprimida (50% ou mais), carga vertical sendo aplicado nas zonas 3, 4 e 5 (Figura 21); a tensão de borda é determinada pela equação a seguir, sendo coeficiente k dependente da excentricidade relativas e_x e e_y .

$$\sigma_{borda} = k \left[\frac{1,2C+1,1(P_{fM}+PS)}{A^2} \right] \quad (54)$$

A verificação da tensão de borda deve atender o seguinte critério:

$$\sigma_{borda} \leq \sigma_{adm} \quad (55)$$

A tensão de ruptura do solo é determinada por meio dos métodos teóricos propostos por Terzaghi e Meyerhof, conforme descrito no item 2.5.1. Para obter a tensão admissível do solo, é aplicado um fator de segurança, comumente adotado como igual a 3, garantindo margens adequadas para a segurança e a estabilidade estrutural.

$$\sigma_{adm, Terzaghi} = \frac{cN_c S_c + 0,5\gamma AN_\gamma S_\gamma + qN_q S_q}{3} \quad (56)$$

$$\sigma_{adm, Meyerhof} = \frac{cN_c S_c d_c + 0,5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma + qN_q S_q d_q}{3} \quad (57)$$

Onde:

C = Esforço máximo compressão;

P_{fM} = Peso próprio da fundação com afloramento máximo;

PS = Peso próprio do solo sobre a fundação;

M_x = Momento fletor na direção x ;

M_y = Momento fletor na direção y .

3.3.1.2 Verificação ao tombamento

A estabilidade e segurança ao tombamento da sapata considera o momento de tombamento (M_{tomb}) e momento equivalente (M_{eq}), conforme as seguintes equações:

$$M_{tomb} = 1,2 \times T_h \times (H_{m\acute{a}x}) + (1,2 \times T - 0,9 \times P_{fm}) \times \frac{A}{3} \quad (58)$$

$$M_{eq} = \frac{Q_{ft}}{2} \times \frac{2}{3} A \quad (59)$$

$$M_{eq} \geq M_{tomb} \quad (60)$$

Onde:

T_h = Esforço máximo horizontal de tração;

$H_{m\acute{a}x}$ = Altura máxima da sapata, considerando afloramento máximo;

P_{fm} = Peso próprio da fundação com afloramento mínimo.

3.3.1.3 Verificação ao deslizamento

A estabilidade e segurança ao deslizamento da sapata é verificada ao satisfazer a seguinte equação:

$$F_h = 1,2 C_h \quad (61)$$

$$F_{est} = (C + 0,9P_{fM} + 0,9PS) \times \tan \Phi + C_u \times A^2 \geq 1,5 F_h \quad (62)$$

Onde:

C_h = Esforço máximo horizontal de compressão.

3.3.1.4 Verificação ao arrancamento

A resistência ao arrancamento é calculada pelo Método de Grenoble, apresentada no item 2.5.3, acrescido dos fatores segurança apresentados no item 2.7, a verificação ao arrancamento será satisfeita conforme as seguintes equações:

$$Q_{rt} = p \times D [c \times M_c + \gamma' D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 \times M_q] + 0,9(P_{fM} + P_s) \quad (63)$$

$$\frac{Q_{rt}}{T} \geq 1,5 \quad (64)$$

Onde:

T = Esforço máximo de tração;

3.3.2 Dimensionamento estrutural da sapata

O dimensionamento estrutural da sapata consiste na verificação da rigidez da sapata, além do cálculo da armadura longitudinal e transversal do fuste e a verificação armadura à flexão da base da sapata.

3.3.2.1 Verificação de rigidez

A sapata é dimensionada sob a hipótese de sapata rígida. Dessa maneira, a altura da sapata, desconsiderando o fuste, deve atender o seguinte critério:

$$h \geq \frac{(A-a)}{3} \quad (65)$$

3.3.2.2 Cálculo da armadura da base da sapata

Devido a existência de esforços de tração sobre a sapata, adota-se armadura de flexão ao longo da porção tronco-piramidal. A verificação da armadura de flexão é feita pelo método proposto pela NBR-6118:2023.

Os momentos são calculados conforme as seguintes equações, onde o momento inferior é calculado por esforços de compressão e o momento superior por esforços de compressão:

$$M_d = \begin{cases} q_{inf} \times A \times (A/2) \times (A/4) + \frac{1,2C_h \times (H_{m\acute{a}x})}{2} \\ q_{sup} \times A \times (A/2) \times (A/4) + \frac{1,2T_h \times (H_{m\acute{a}x})}{2} \\ M_{d,min} = 0,80 \times W \times f_{ctk,sup} \end{cases} \quad (66)$$

$$q_{inf} = \frac{1,2C + 1,1(P_s + P_{fM})}{A^2} \quad (67)$$

$$q_{sup} = \frac{1,2T - 0,9P_{fm}}{A^2} \quad (68)$$

Onde:

C_h = Esforço máximo horizontal de compressão;

W = Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada.

O cálculo da área de aço é dado pelas equações a seguir, onde K_c é calculado valor de entrada para obter valor de K_s tabelado:

$$K_c = \frac{A \times d^2}{M_d} \rightarrow K_s \text{ (Tabela)} \quad (69)$$

$$A_s = \frac{K_s \times M_d}{d} \quad (70)$$

$$A_{s,adot} = \begin{cases} A_s \\ A_{s,min} = 0,67 \times 0,15\% \times [(L_a + L_b) \times A] \end{cases} \quad (71)$$

Onde:

d = Altura útil da seção de concreto.

3.3.2.3 Cálculo da armadura do fuste da sapata

A armadura do fuste é responsável por suportar os esforços de flexo-compressão e flexo-tração resultantes das forças verticais e horizontais aplicadas no topo da fundação. Essa armadura é disposta simetricamente ao longo do fuste, e a área de aço utilizada é dimensionada de acordo com a hipótese de carregamento que demanda a maior porcentagem mecânica de armadura longitudinal (ω).

Inicialmente, são calculados resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), carga de tração de cálculo na direção do fuste (N_d), momento de cálculo (M_d) e excentricidade inicial de aplicação de carga (e), conforme as seguintes equações:

$$f_{cd} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (72)$$

$$N_d = 1,2 \times T \quad (73)$$

$$M_d = (T_h) \times (L_f + G) \quad (74)$$

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad (75)$$

Em seguida, são calculados os coeficientes v_1 e μ , referentes às coordenadas do ábaco 7.3.1 (Pfeil, 1976) para obtenção do coeficiente ω .

$$v_1 = \frac{N_d}{f_{cd} \times D^2} \quad (76)$$

$$\mu = v_1 \times \frac{e}{D} \quad (77)$$

Por fim, o cálculo da área de aço é dado pelas equações a seguir, utilizando o coeficiente ω obtido anteriormente.

$$\rho = \omega \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (78)$$

$$A_{s,adot} = \begin{cases} A_s = \rho \times a^2 \\ A_{s,mín} = 0,004 \times a^2 \end{cases} \quad (79)$$

3.3.2.4 Cálculo da armadura de cisalhamento

O cálculo da armadura dos estribos se baseia no item 17.4.2 da NBR 6118:2023. A carga resistente ao cisalhamento na seção transversal deve respeitar, simultaneamente, as duas condições a seguir:

$$a) V_{sd} \leq V_{rd2}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (80)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (81)$$

Onde:

V_{sd} = Força solicitante de cálculo na seção;

V_{rd2} = Força cortante resistente de cálculo, inerente à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

b_w = Largura mínima da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

d = Altura útil da seção, distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração.

$$b) V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \quad (82)$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \quad (83)$$

Onde:

V_{rd3} = Força cortante resistente de cálculo, inerente à ruína por tração diagonal;

A_{sw} = Área da armadura transversal;

s = Espaçamento dos estribos.

Para garantir maior segurança na parte superior da fundação, onde o fuste fica exposto, a distribuição dos estribos ao longo do fuste da sapata é realizada da seguinte maneira:

- a) Nos primeiros 20 cm do topo dos fustes, são distribuídos cinco estribos com espaçamento de 5 cm;
- b) Nos 90 cm seguintes, nove estribos são distribuídos com espaçamento de 10 cm;
- c) Trecho final do fuste até o início da seção tronco-piramidal da base da sapata, o espaçamento dos estribos é maior ou igual a 10 cm.

3.3.3 Cálculo do recalque

O recalque elástico (s_e) para as sapatas é calculado pelo método de Schmertmann simplificado para o caso de sapatas quadradas, que apresentam relação entre profundidade de assentamento e comprimento da sapata igual a 1, além de considerar o solo homogêneo conforme parâmetros do solo típico, resultando na seguinte equação:

$$s_e = C1 \times C2 \times \sigma^* \times \left[\left(\frac{I_{z1}}{E_s} \times z \right) + \left(\frac{I_{z2}}{E_s} \times (Z - z) \right) \right] \quad (84)$$

Os fatores de influência (I_{z1} e I_{z2}), as profundidades (Z e z), são calculadas pelas seguintes equações:

$$Z = 2B \quad (85)$$

$$z = \frac{B}{2} \quad (86)$$

$$I_{z1} = 2 \times \frac{z}{B} \times (I_{zmáx} - 0,1) + 0,1 \quad (87)$$

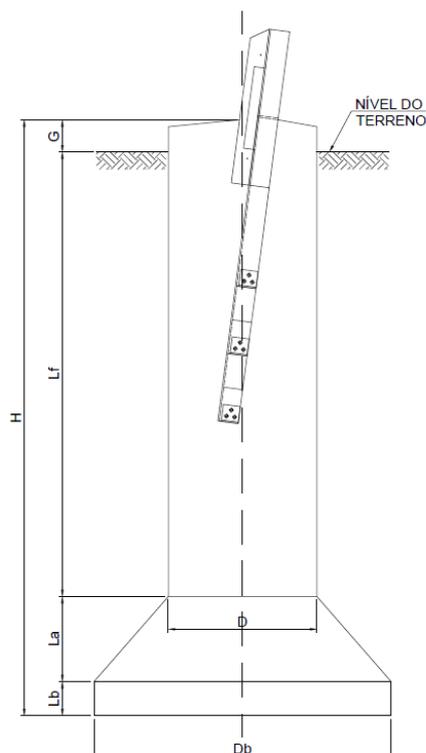
$$I_{z2} = \left[\frac{4}{3} - \frac{2}{3} \times \frac{z}{B} \right] \times I_{zmáx} \quad (88)$$

As correções por causa do embutimento da sapata ($C1$) e efeito do tempo ($C2$), são calculadas pelo método de Schmertmann, apresentado no item 2.6.1.2, considerando tempo de 50 anos.

3.4 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA TUBULÃO

A seguir é apresentado o procedimento de cálculo para dimensionamento geotécnico e estrutural de fundações do tipo tubulão com base.

Figura 22 – Esquema tubulão com base alargada



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

3.4.1 Dimensionamento geotécnico do tubulão

Para o dimensionamento do tubulão é realizada verificações quanto aos diferentes carregamentos: compressão, arrancamento e tombamento.

3.4.1.1 Verificação à Compressão

A tensão de cálculo atuante de compressão (σ_{calc}) deve ser igual ou inferior à pressão admissível do solo ao nível da base do tubulão, conforme fórmula 89:

$$\sigma_{calc} = \frac{1,2C + 1,1P_f - (\pi \times D \times L_f \times \tau)}{\frac{\pi D_b^2}{4}} \leq \sigma_{adm} \quad (89)$$

A tensão de ruptura do solo é determinada por meio dos métodos teóricos propostos por Terzaghi e Meyerhof, conforme descrito no item 2.5.1. Para obter a tensão admissível do solo, é aplicado um fator de segurança, comumente adotado como igual a 3, garantindo margens adequadas para a segurança e a estabilidade estrutural.

$$\sigma_{adm, Terzaghi} = \frac{cN_c S_c + 0,5\gamma AN_\gamma S_\gamma + qN_q S_q}{3} \quad (90)$$

$$\sigma_{adm, Meyerhof} = \frac{cN_c S_c d_c + 0,5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma + qN_q S_q d_q}{3} \quad (91)$$

3.4.1.2 Verificação ao Tombamento

A verificação ao tombamento é realizada pelo cálculo do comprimento mínimo do tubulão através da hipótese básica abaixo, obtida pela Metodologia de Broms.

$$K_p = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad (92)$$

$$M_d = 1,2(T_h \text{ ou } C_h) \times H \quad (93)$$

$$M_r = 0,5 \times \gamma \times D \times (L_f + L_b + L_a)^3 \times K_p \geq 1,5M_d \quad (94)$$

3.4.1.3 Verificação ao Arrancamento

A verificação ao arrancamento ocorre pelo método de Grenoble, apresentado no item 2.5.3.2. Para o caso de tubulão com base, o ângulo de ruptura de cálculo (λ) é igual a $-\varphi/8$, tem-se os coeficientes de capacidade de carga pelo método de Grenoble pelos ábacos 6 apresentado em Biarez (1968). A capacidade de carga a tração (Q_{rt}) é calculada por:

$$Q_{ft} = (A_b - A_f) \times m \times M \times (\gamma \times L'_f \times \tan \phi + c) + P_f \times L'_f (c_u M_c + L'_f \gamma_t (M_\phi + M_\gamma)) + 0,9P_{fm} \quad (95)$$

$$L'_f = L_f + \frac{L_a}{2} \quad (96)$$

Para verificação ao arrancamento, a seguinte condição deve ser satisfeita:

$$Q_{ft} \geq 1,5 \times T \quad (97)$$

3.4.2 Cálculo estrutural

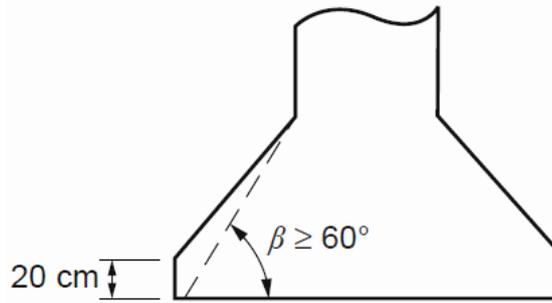
O dimensionamento estrutural do tubulão consiste na verificação da inclinação da base alargada do tubulão, além do cálculo da armadura longitudinal e transversal da estrutura.

3.4.2.1 Base alargada de tubulões

A base do tubulão será dimensionada como um bloco de concreto simples, sem a necessidade de armadura. A transição entre o fuste e a base é realizada por meio de uma superfície tronco-cônica no alargamento.

Seguindo a preferência da construtora, o diâmetro da base será o dobro do diâmetro do fuste. De acordo com o item 8.2.3.6.1 da NBR-6122:2022, o ângulo da superfície tronco-cônica deve ser maior que 60° e a altura da base alargada deve ser de, no mínimo, 20 cm.

Figura 23 – Esquema base do tubulão



Fonte: NBR 6122 (2024)

3.4.2.2 Cálculo da armadura de longitudinal

A armadura é projetada para suportar os esforços de flexo-compressão e flexo-tração aos quais o fuste está sujeito, resultantes das forças verticais e horizontais aplicadas no topo da fundação. Ela é distribuída de maneira simétrica ao longo do fuste, com a área de aço determinada de acordo com a hipótese de carregamento que demanda a maior porcentagem mecânica de armadura longitudinal (ω). Para calcular a área de aço necessária, são determinados o momento de cálculo (M_d) e o esforço normal de cálculo (N_d) da seguinte forma:

$$M_d = 1,2 \times (T_h \text{ ou } C_h) \times \left[G + 0,545 \times \left(\frac{T_h \text{ ou } C_h}{\gamma \times D \times \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right) \right] - (C \text{ ou } T) \times e_1 \quad (98)$$

$$N_d = 1,2 \times (C \text{ ou } T) \quad (99)$$

Para obter a porcentagem mecânica de armadura longitudinal (ω) é utilizado o ábaco 6.2. de Pfeil (1989). Os coeficientes de entrada são calculados pelas equações seguintes:

$$v_1 = \frac{N_d}{f_{cd} \times D^2} \quad (100)$$

$$\mu = v_1 \times \frac{e}{D} \quad (101)$$

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad (102)$$

Por fim, o cálculo da área de armadura longitudinal (A_s) é dado pelas equações a seguir, utilizando o coeficiente ω obtido anteriormente.

$$\rho = \omega \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (103)$$

$$A_s = \rho \times \frac{\pi D^2}{4} \quad (104)$$

$$A_{s,adot} = \begin{cases} A_s \\ A_{s,min} = 0,004 \times a^2 \end{cases} \quad (105)$$

Onde:

e_1 = Excentricidade de aplicação de carga;

v_1 = Esforço normal relativo;

μ = Momento fletor relativo;

ρ = Porcentagem geométrica da armadura longitudinal;

3.4.2.3 Cálculo da armadura de cisalhamento

A armadura transversal é composta por estribos distribuídos ao longo do fuste. Esses estribos devem envolver completamente as barras da armadura longitudinal, sendo ancorados com ganchos sobrepostos. Sua função é evitar a flambagem das barras longitudinais, assegurar seu correto posicionamento, proporcionar amarração adequada das barras e garantir o confinamento do concreto.

Os tubulões devem ter sua seção transversal verificada conforme a NBR-6118:2023, tomando de base o modelo I de cálculo, item 17.4.2. Nesse modelo, a diagonal de compressão é inclinada a um ângulo de 45° em relação ao eixo longitudinal do fuste, e assume-se que a parcela V_c permaneça constante, independentemente de V_{sd} . Para garantir a segurança da estrutura em relação aos esforços transversais, é necessário cumprir simultaneamente as duas condições seguintes:

$$a) V_{sd} \leq V_{rd2}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (106)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (107)$$

$$b) V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \quad (108)$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \quad (109)$$

Para garantir maior segurança na parte superior da fundação, onde o fuste fica exposto, a distribuição dos estribos ao longo do fuste do tubulão é realizada da seguinte maneira:

- a) Nos primeiros 20 cm do topo dos fustes, são distribuídos cinco estribos com espaçamento de 5 cm;
- b) Nos 90 cm seguintes, nove estribos são distribuídos com espaçamento de 10 cm;
- c) Trecho final do fuste até o início da seção tronco-piramidal da base do tubulão, o espaçamento dos estribos é maior ou igual a 10 cm.

3.4.3 Cálculo do recalque

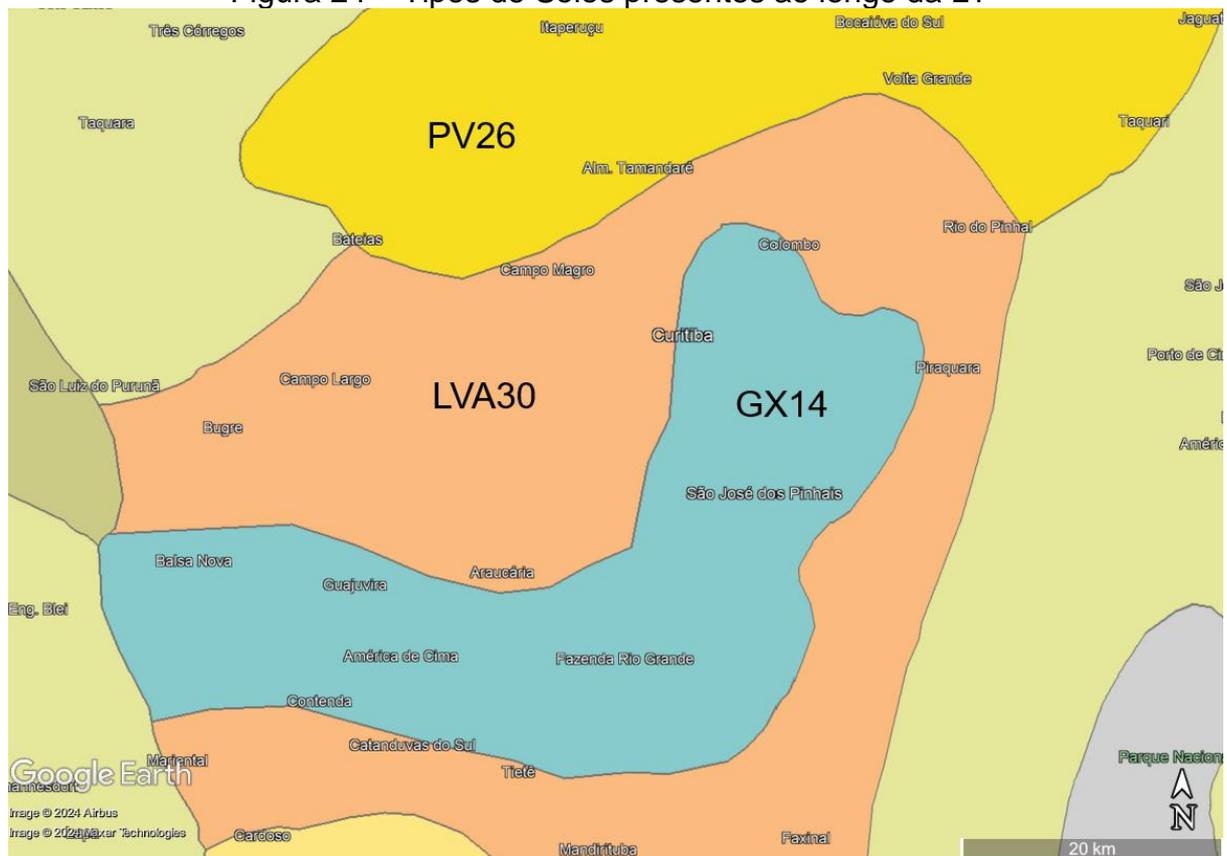
O recalque tubulão é calculado pelo método de Cintra (2010), apresentado no item 2.6.2.2, onde o recalque total (p) é resultado da soma do recalque da cabeça do tubulão (pe) e recalque do solo na base da fundação (ps).

4 RESULTADOS

4.1 CARATERIZACAO SOLO

Com a inserção das estruturas da LT no mapa pedológico brasileiro disponibilizado pelo IBGE (2001), foi possível identificar que a linha atravessa três diferentes classes de solos, apresentados na Figura 24. Esses solos são classificados como Gleissolos Háplicos (GX14), Latossolos Vermelho-Amarelos (LVA30) e Argissolos Vermelhos (PV26). As três classes apresentam características argilosas a muito argilosas, com destaque para a presença de horizonte B textural composto por argila de baixa atividade, o que influencia diretamente no comportamento geotécnico e nas propriedades mecânicas dos solos ao longo do traçado.

Figura 24 – Tipos de Solos presentes ao longo da LT



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Os relatórios de sondagem indicam uma grande variação dos tipos de solo, divididos por trechos: em alguns, há solos rasos com camadas de boa competência,

apresentando NSPT mais elevado, sendo superior a 15, nos primeiros metros de sondagem; em outros, ocorrem solos profundos com camadas de baixa competência nos primeiros 5 metros. Além disso, as investigações do subsolo revelam a predominância de silte argiloso e argila siltosa no perfil do empreendimento (figuras 25, 26 e 27).

Com base nos dados obtidos por meio das sondagens e ensaios de campo realizados ao longo do traçado da linha, aliados às informações sobre os tipos de solo fornecidas pelo mapa pedológico do IBGE (2001) e às tabelas de correlação de NSPT apresentadas por Joppert (2007), item 2.4.3 deste trabalho, foi realizada a classificação dos solos em três faixas de qualidade, seguindo a metodologia proposta por FURNAS (2003). Para esse estudo de caso, os tipos de solo são definidos como: Classe I (solos de bom a excelente desempenho), Classe II (solos de desempenho médio) e Classe III (solos de baixa competência), conforme especificado na tabela a seguir.

Tabela 14 – Parâmetros geotécnicos LT 525 kV Bateias – Curitiba Leste

Solo Tipo	NSPT	Coesão c [kN/m ²]	Ângulo de atrito φ [°]	Peso específico γ [kN/m ³]	Tensão Admissível σ [kN/m ²]	Adesão Solo-Cimento μ [kN/m ²]
I	> 15	24	26	16	300	30
II	10 - 14	19	23	14	200	20
III	5 - 9	14	20	12	120	10

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

As fundações projetadas para o empreendimento incluem tanto fundações profundas quanto rasas. A escolha por diferentes tipos de fundações visa atender às distintas profundidades encontradas nos locais de instalação das torres ao longo da LT. Para fundações profundas em solos do tipo II e III, serão dimensionados tubulões nas torres do estudo de caso. Em áreas onde a profundidade inviabiliza a construção de tubulões, serão utilizadas sapatas em solos do tipo I. Observa-se uma preferência da empresa responsável pela execução das linhas de transmissão pela construção de tubulões, devido à menor necessidade de escavação, ausência de reaterro, quase nenhuma produção de formas e maior agilidade na execução.

As fundações para solos do tipo I são projetadas para serem implementadas em locais onde se tem garantia de que o solo é residual jovem ou bem desenvolvido. Esses solos apresentam um perfil de sondagem raso, com camadas de elevado NSPT, demonstrando boa competência. A Figura 25 ilustra um exemplo de sondagem à percussão do empreendimento com perfil que apresenta essas características.

Figura 25 – Exemplo de sondagem de solo tipo I

ESPESSURA DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO "N"							NÍVEL D'ÁGUA (m)	
			PENETRAÇÃO (NÚMERO DE GOLPES / 30 cm)		AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK GOLPES						
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40		50
3,80	SILTE ARENOSO (FINA), POUCO ARGILOSO, AMARELO. COMPACTO A MUITO COMPACTO.	1,45	45	33							
		2,35	38	35/20							
		3,35	39	34/20							
		3,80 M - IMPENETRÁVEL À LAVAGEM POR TEMPO, EM ALTERAÇÃO DE ROCHA / ROCHA.									
O limite da sondagem foi de: 3,80 m											
O furo foi revestido até 1,50 m.											
FURO SECO. N. A. não observado até a cota de paralisação.											

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

As fundações para solos do tipo II são projetadas para serem implementadas em locais com solos intermediários entre os tipos I e III, apresentando um aumento de resistência ao golpe com a profundidade, conforme a Figura 26.

Figura 26 – Exemplo de sondagem de solo tipo II

ESPESURA DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO "N"						NÍVEL D'ÁGUA (m)		
			PENETRAÇÃO (NÚMERO DE GOLPES / 30 cm)		AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK GOLPES						
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30		40	50
		1,00	TRADO								N.A = Seco em 23/04/2024 
		1,45	3	3							
		2,45	5	7							
		3,45	3	3							
		4,45	3	3							
		5,45	15	17							
		6,45	10	10							
		7,45	9	10							
		8,45	16	18							
		9,45	14	14							
		10,45	18	29							
		11,45	25	24							
		12,45	38	42							
12,45	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MARROM AMARELADA VARIEGADA / CINZA VARIEGADA, COM PEDREGULHOS. MOLE A DURA. 12,45 M - LIMITE DE SONDAAGEM, CONFORME CRITÉRIOS DE PARALISAÇÃO										
O limite da sondagem foi de: 12,45 m O furo não foi revestido. FURO SECO. N. A. não observado até a cota de paralisação.											

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Por fim, as fundações para solos do tipo III são destinadas a locais sujeitos a alagamentos em períodos de cheia de corpos hídricos, brejos ou áreas próximas a taludes. Essa classe de solos apresenta perfil profundo, com camadas iniciais de baixa resistência, apresentando NSPT inferior a 5. A Figura 27 ilustra um perfil de sondagem à percussão do empreendimento que apresenta as características desse tipo de solo.

Figura 27 – Exemplo de sondagem de solo tipo III

ESPESSURA DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO "N"						NÍVEL D'ÁGUA (m)			
			PENETRAÇÃO (NÚMERO DE GOLPES / 30 cm)		AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK GOLPES							
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30		40	50	60
6,50	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MARROM, COM PEDREGULHOS. MUITO MOLE A MOLE.	1,45	1/45	1/20								
		2,45	2	2								
		3,45	2	2								
		4,45	2	2								
		5,45	2	3								
		6,45	2	3								
11,45	AREIA FINA SILTOSA, POUCO ARGILOSA, CINZA VARIEGADA, ESTRATIFICADA, COM PEDREGULHOS E FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA. POUCO COMPACTA A COMPACTA.	7,45	5	8								
		8,45	11	14								
		9,45	20	20								
		10,45	29	36								
		11,45	26	31								
11,45 M - LIMITE DE SONDAGEM, CONFORME CRITÉRIOS DE PARAUSAÇÃO												
O limite da sondagem foi de: 11,45 m O furo foi revestido até 4,50 m. N. A. = 0,42 m.												

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

O dimensionamento das sapatas foi realizado considerando as hipóteses de carregamento nos eixos locais, devido à inclinação do fuste conforme o stub de cada torre. A seguir, apresenta-se tabelas com os carregamentos críticos nos eixos locais para as torres do tipo A1 e AT. Vale destacar que os valores apresentados ainda não incluem o fator de majoração de 1,2. Quando o esforço vertical possui valor positivo, indica que a fundação está submetida à flexo-tração. Por outro lado, quando o valor é negativo, trata-se de uma solicitação de flexo-compressão. O esforço horizontal é obtido pela soma vetorial dos esforços transversais e

longitudinais, relacionados ao sentido da solicitação em função do trajeto da linha de transmissão.

Tabela 15 – Resumo de cargas no eixo local para torre A1

Hipótese de carregamento	Vertical (kN)	Transversal (kN)	Longitudinal (kN)	Horizontal (kN)
1 (A1)	-2.172	39	2	39
10D (D3)	-281	105	69	126
10E (D3)	-428	90	76	118
1R (D2)	1.788	3	1	3
10ER (D1)	481	88	67	111
10E (D3)	52	40	83	92

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

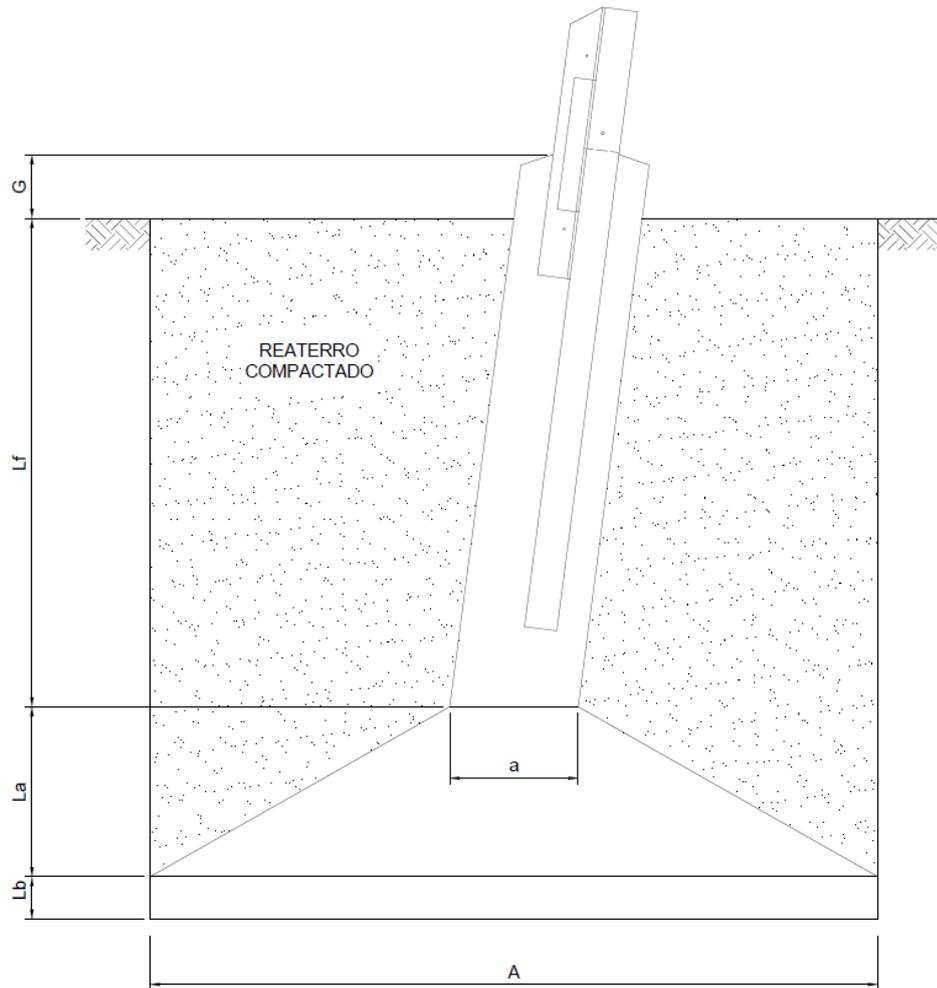
Tabela 16 – Resumo de cargas no eixo local para torre AT

Hipótese de carregamento	Vertical (kN)	Transversal (kN)	Longitudinal (kN)	Horizontal (kN)
1 (A1)	-2.883	94	29	98
1TaE (C1)	-1.500	264	177	318
1TaER (C1)	-1.433	223	175	283
1R (A0)	2.363	29	23	37
1TaDR (C3)	99	203	162	260
1TaER (C1)	1.126	180	201	270

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A seguir, são apresentadas as dimensões das sapatas projetadas para as torres dos tipos A1 e AT, considerando as características dos solos tipo I e II. As especificações das sapatas foram adaptadas para garantir a estabilidade e a segurança das fundações, conforme apresentado nos tópicos seguintes.

Figura 28 – Dimensões das sapatas



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Quadro 3 – Geometria das sapatas

Estrutura	A1		AT	
	Tipo I	Tipo II	Tipo I	Tipo II
a (m)	0,80	0,80	0,80	0,80
A (m)	4,10	4,40	4,50	4,80
G (m)	0,30 a 1,80			
Lf (m)	3,00	3,20	3,30	3,50
La (m)	0,90	1,00	1,10	1,20
Lb (m)	0,20	0,20	0,20	0,20

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1 Dimensionamento geotécnico

As tabelas a seguir apresentam os dados gerais de entrada para verificações de compressão, tensão de borda, deslizamento e tombamento das sapatas para solo tipo I e II, para torres A1 e AT.

Tabela 17 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnico para sapata para solo tipo I A1

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 10D (D3)	Hipótese 10E (D3)
1,2C+1,1(P _{fm} +PS) (kN)	4.486,5	1.763,4	1.974,5
M _x (kN.m)	17,6	486,2	536,9
M _y (kN.m)	275,3	745,0	635,6
e _x (m)	0,0	0,3	0,3
e _y (m)	0,1	0,5	0,4
Zona Aplicação	1	3, 4 e 5	3, 4 e 5
k	-	2,2	2,0

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 18 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnica para sapata para solo tipo II A1

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 10D (D3)	Hipótese 10E (D3)
1,2C+1,1(P _{fm} +PS) (kN)	4.637,9	1.914,9	2.126,0
M _x (kN.m)	18,5	510,9	564,2
M _y (kN.m)	289,3	782,9	667,9
e _x (m)	0,0	0,3	0,3
e _y (m)	0,1	0,5	0,4
Zona Aplicação	Zona 1	Zona 3, 4 e 5	Zona 1
k	-	2,1	-

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 19 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnica para sapata para solo tipo I AT

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 10D (D3)	Hipótese 10E (D3)
1,2C+1,1(Pfm +PS) (kN)	5.973,2	3.981,3	3.884,6
Mx (kN.m)	220,6	1.359,4	1.342,9
My (kN.m)	718,7	2.026,2	1.709,8
ex (m)	0,0	0,4	0,4
ey (m)	0,2	0,6	0,6
Zona Aplicação	Zona 1	Zona 3, 4 e 5	Zona 3, 4 e 5
k	-	2,5	2,3

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 20 – Dados de entrada para dimensionamento geotécnica para sapata para solo tipo II AT

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 10D (D3)	Hipótese 10E (D3)
1,2C+1,1(Pfm +PS) (kN)	6.138,5	4.146,6	4.049,9
Mx (kN.m)	231,0	1.423,1	1.405,9
My (kN.m)	752,4	2.121,2	1.789,9
ex (m)	0,0	0,4	0,4
ey (m)	0,2	0,6	0,6
Zona Aplicação	Zona 1	Zona 3, 4 e 5	Zona 3, 4 e 5
k	-	2,3	2,3

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1.1 Cálculo da tensão admissível do solo

4.2.1.1.1 Método de Terzaghi

Para a determinação da tensão admissível utilizando método de Terzaghi para fundações assentadas em solos do tipo I e II, utiliza-se os parâmetros a seguir:

Tabela 21 – Parâmetros utilizados pelo método de Terzaghi

Torre	Solo Tipo	Lf+La+Lb (m)	Coesão (kN/m ²)	y (kN/m ³)	q = y.L (kN/m ²)	φ (°)	A (m)
A1	I	4,10	24	16	65,6	26	4,10
	II	4,40	19	14	61,6	23	4,40
AT	I	4,60	24	16	73,6	26	4,50
	II	4,90	19	14	68,6	23	4,80

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Os fatores de carga e forma dependem do formato da fundação e do ângulo de atrito do solo, tem-se:

Tabela 22 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi

Torre	Solo Tipo	Nc	Ny	Nq	Sc	Sy	Sq
A1	I	11,72	21,99	12,41	1,49	1,53	0,6
	II	8,58	17,85	8,13	1,42	1,48	0,6
AT	I	11,72	21,99	12,41	1,49	1,53	0,6
	II	8,58	17,85	8,13	1,42	1,48	0,6

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A tabela a seguir apresenta as tensões admissíveis para sapatas para solos tipo I e II, calculadas com os dados apresentados anteriormente.

Tabela 23 – Tensão admissível para sapatas pelo método de Terzaghi

Torre	Solo Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)
A1	I	732,5
	II	468,4
AT	I	786,9
	II	501,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1.1.2 Método de Meyerhof

Para a determinação da tensão admissível utilizando método de Meyerhof para fundações assentadas em solos do tipo I e II, tem-se os seguintes fatores de carga, forma e profundidade:

Tabela 24 – Fatores de carga pelo método de Meyerhof

Torre	Solo Tipo	Nc	Ny	Nq
A1	I	22,25	11,85	8,00
	II	18,05	8,66	4,82
AT	I	22,25	11,85	8,00
	II	18,05	8,66	4,82

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 25 – Fatores de forma e profundidade pelo método de Meyerhof

Torre	Solo Tipo	Sc	Sy	Sq	dc	dy	dq
A1	I	1,51	1,26	1,26	1,32	1,16	1,16
	II	1,46	1,23	1,23	1,30	1,15	1,15
AT	I	1,50	1,25	1,25	1,31	1,16	1,16
	II	1,45	1,22	1,22	1,30	1,15	1,15

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A tabela a seguir apresenta as tensões admissíveis para sapatas para solos tipo I e II, calculadas com os dados apresentados anteriormente.

Tabela 26 – Tensão admissível para sapatas pelo método de Meyerhof

Torre	Solo Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)
A1	I	860,3
	II	538,2
AT	I	910,2
	II	568,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1.1.3 Tensão admissível adotada

A tensão admissível do solo adotada é o menor valor obtido através dos métodos de Terzaghi e Meyerhof. Os resultados são apresentados a seguir:

Tabela 27 – Tensão admissível do solo

Torre	Solo Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)
A1	I	732,5
	II	468,4
AT	I	786,9
	II	501,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1.2 Verificação a compressão do solo e borda da sapata

As tabelas a seguir apresentam as verificações de compressão do solo e de borda das sapatas para solos tipo I e II, para torres A1 e AT.

Tabela 28 – Verificação à compressão do solo

Torre	Solo Tipo	σ_{calc} (kN/m ²)	σ_{adm} (kN/m ²)
A1	I	235,9	732,5
	II	212,6	468,4
AT	I	260,8	786,9
	II	236,4	501,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 29 – Verificação à compressão de borda no solo

Torre	Solo Tipo	σ_{borda} (kN/m ²)	σ_{adm} (kN/m ²)
A1	I	249,8	732,5
	II	223,6	468,4
AT	I	423,2	786,9
	II	366,6	501,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1.3 Verificação ao tombamento

As verificações ao tombamento das sapatas para solos tipo I e II para as torres A1 e AT, são apresentadas a seguir:

Tabela 30 – Verificação ao tombamento

Torre	Solo Tipo	M _{tomb} (kN.m)	M _{eq} (kN.m)
A1	I	2.561,9	4.458,5
	II	2.674,3	4.832,4
AT	I	3.927,7	6.462,8
	II	4.087,4	6.842,2

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1.4 Verificação ao deslizamento

A tabela a seguir apresenta as verificações ao deslizamento das sapatas para solos tipo I e II, para torres tipo A1 e AT.

Tabela 31 – Verificação ao deslizamento

Torre	Solo Tipo	Fh (kN)	Fest (kN)
A1	I	150,8	1.072,2
	II	150,8	1.002,4
AT	I	381,2	1.933,8
	II	381,2	1.755,2

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.1.5 Verificação ao arrancamento

Os valores de entrada para as verificações do arrancamento das sapatas para solo tipo I e II para torres A1 e AT, são apresentados a seguir:

Tabela 32 – Dados de entrada para verificação do arrancamento das sapatas

Torre	Solo	D (m)	Dc (m)	λ (°)	Re (m)	Mc	Mq+My
A1	I	4,10	8,30	-6,50	1,49	0,82	0,23
	II	4,40	9,00	-5,75	1,50	0,85	0,20
AT	I	4,60	9,30	-6,50	1,54	0,82	0,23
	II	4,90	10,00	-5,75	1,54	0,85	0,20

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Para as verificações ao arrancamento foram consideradas as hipóteses 1R (D2) e hipótese 1R (A0), para torres A1 e AT, respectivamente, que apresentam carregamentos críticos a tração.

Tabela 33 – Verificação ao arrancamento

Torre	Solo Tipo	1,5 x T (kN)	Qrt (kN)
A1	I	3.217,9	3.262,3
	II	3.217,9	3.294,8
AT	I	4.254,2	4.308,5
	II	4.254,2	4.276,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.2 Dimensionamento estrutural

4.2.2.1 Verificação de rigidez da base da sapata

A tabela a seguir apresenta a verificação quanto a rigidez das sapatas para solos tipo I e II para torres A1 e AT.

Tabela 34 – Verificação rigidez das sapatas

Torre	Solo Tipo	A (m)	a (m)	h min (m)	La+Lb (m)
A1	I	4,10	0,80	1,10	1,10
	II	4,40	0,80	1,20	1,20
AT	I	4,50	0,80	1,23	1,30
	II	4,80	0,80	1,33	1,40

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.2.2 Armadura superior e inferior da base da sapata

Os dimensionamentos das armaduras de flexão da base da sapata tanto inferior quanto superior, são apresentados a seguir. Para o cálculo da armadura inferior de flexão, as hipóteses de carregamentos críticos foram hipótese 1R (D2) e 1R (A0), para torres A1 e AT, respectivamente. Para o dimensionamento das armaduras superiores de flexão as hipóteses críticas são 1 (A1) e 1TaE (C1), para torres A1 e AT, respectivamente.

Tabela 35 – Cálculo da armadura de flexão superior da base da sapata

Estrutura	A1		AT	
	Solo Tipo I	Tipo II	Solo Tipo I	Tipo I
q (kN/m ²)	110,2	92,8	121,1	103,5
W (m ³)	0,83	1,06	1,27	1,57
Md (kN.m)	962,6	1.001,5	1.528,0	1.585,1
Mdmin (kN.m)	1.505,6	1.994,8	2.468,5	3.133,6
d (cm)	82,6	92,6	102,6	112,6
Kc	18,95	19,29	19,57	19,80
Ks	0,024	0,024	0,024	0,024
As calc (cm ²)	43,75	51,70	57,74	66,79
As min (cm ²)	45,33	53,06	58,79	67,54

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 36 – Cálculo da armadura de flexão inferior da base da sapata

Estrutura	A1		AT	
	Solo	Tipo I	Tipo II	Tipo I
q (kN/m ²)	228,5	205,5	170,7	156,5
W (m ³)	0,83	1,06	1,27	1,57
Md (kN.m)	2.198,2	2.429,7	3.632,4	3.931,3
Mdmin (kN.m)	2.249,1	2.872,5	3.447,8	4.265,2
d (cm)	102,6	112,6	122,6	132,6
Kc	19,57	19,80	18,99	20,18
Ks	0,024	0,024	0,024	0,024
As calc (cm ²)	52,61	61,23	71,11	77,20
As min (cm ²)	45,33	53,06	58,79	67,54

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Para facilitar a execução de obra, é adotada a mesma solução para parte superior e inferior da base, sendo respeitada a maior área de aço calculada entre as duas regiões.

Tabela 37 – Armadura de flexão inferior e superior da base da sapata

Estrutura	A1		AT	
	Solo	Tipo I	Tipo II	Tipo I
Quantidade (em cada direção)	27	31	36	39
φ adotado (mm)	16,0	16,0	16,0	16,0
Espaçamento (cm)	15	14	12	12
As adotada (cm ²)	54,29	62,33	72,38	78,41

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.2.3 Armadura longitudinal do fuste da sapata

O cálculo da armadura longitudinal do fuste das sapatas é apresentado a seguir. As hipóteses de carregamentos críticos para o cálculo são 10ER (D1) e 1TaER (C1), para torres A1 e AT, respectivamente, que submetem o fuste da fundação à flexo-tração.

Tabela 38 – Cálculo da armadura longitudinal do fuste da sapata

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo I	Tipo II	Tipo I	
Nd (kN)		547,4	547,4	1.351,5	1.351,5
Md (kN.m)		713,6	745,4	1.756,0	1.826,3
e (m)		1,24	1,29 m	1,30	1,35
v_1		0,059	0,059	0,139	0,139
μ		0,0917	0,0958	0,226	0,235
ω		0,259	0,259	0,488	0,488
ρ		0,0090	0,0090	0,017	0,017
As calc (cm ²)		57,89	57,89	109,16	109,16
As min (cm ²)		25,60	25,60	25,60	25,60

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Por ter seção transversal quadrada, adota-se número de barras de maneira que cada face apresente mesmo número de barras ao longo do fuste.

Tabela 39 – Armadura longitudinal do fuste da sapata

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo I	Tipo II	Tipo I	
Quantidade		20	20	24	24
φ adotado (mm)		20,0	20,0	25,0	25,0
Espaçamento (cm)		14	14	12	12
As adotada (cm ²)		62,83	62,83	117,81	117,81

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.2.4 Armadura de cisalhamento do fuste da sapata

As verificações de cisalhamento dos fustes de compressão da diagonal de concreto e tração a armadura transversal são apresentadas a seguir. As hipóteses 10D (D3) e 1TaE (C1) apresentam carregamentos críticos para as verificações para torres A1 e AT, respectivamente.

Tabela 40 – Cálculo da armadura de cisalhamento do fuste das sapatas

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo I	Tipo II	Solo	Tipo I
φ adotado (mm)		6,3	6,3	6,30	6,30
Espaçamento (cm)		15	15	15,0	15,0
α_{v2}		0,90	0,90	0,90	0,90
V_{sw} (kN)		122,0	122,0	122,0	122,0
V_c (kN)		461,7	461,7	461,7	461,7
V_{rd2} (kN)		2.603,6	2.603,6	2.603,6	2.603,6
V_{rd3} (kN)		583,7	583,7	583,7	583,7
V_{sd} (kN)		150,8	150,8	381,2	381,2

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Conforme apresentado no item 3.3.2.4, a distribuição dos estribos ao longo do fuste da sapata é feita da seguinte forma: nos primeiros 20 cm do topo, são colocados cinco estribos com espaçamento de 5 cm; nos próximos 90 cm, a distribuição inclui nove estribos com espaçamento de 10 cm; no trecho final do fuste até o início da base da sapata o espaçamento dos estribos é de 15 cm.

4.2.2.5 Detalhamento das armaduras das sapatas

O detalhamento das armaduras para sapatas para solos tipo I e II para torres A1 e AT estão dispostos a seguir, considerando a variação do afloramento do fuste entre 0,30 e 1,80 metros.

Quadro 4 – Detalhamento das armaduras da sapata para torre A1

		Solo Tipo I	Solo Tipo II
Fuste da Sapata	Longitudinal (N1)	20 Ø20 c.14 cm	20 Ø20 c.14 cm
	Transversal (N2) Topo	5 Ø6,3 c.5 cm	5 Ø6,3 c.5 cm
	Transversal (N2) Intermediário	9 Ø6,3 c.10 cm	9 Ø6,3 c.10 cm
	Transversal (N2) Final	15 a 25 Ø6,3 c.15 cm	16 a 26 Ø6,3 c.15 cm
Base da sapata	Flexão superior (N3) (por sentido)	27 Ø16 c.15 cm	31 Ø16 c.14 cm
	Flexão inferior (N4) (por sentido)	27 Ø16 c.15 cm	31 Ø16 c.14 cm

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Quadro 5 – Detalhamento das armaduras da sapata para torre AT

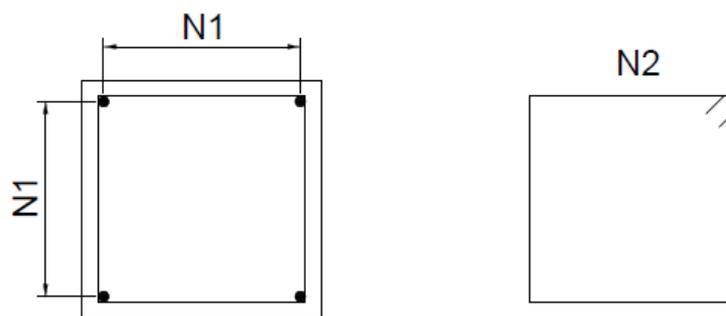
		Solo Tipo I	Solo Tipo II
Fuste da Sapata	Longitudinal (N1)	24 Ø25,0 c.12 cm	24 Ø25,0 c.12 cm
	Transversal (N2) Topo	5 Ø6,3 c.5 cm	5 Ø6,3 c.5 cm
	Transversal (N2) Intermediário	9 Ø6,3 c.10 cm	9 Ø6,3 c.10 cm
	Transversal (N2) Final	17 a 27 Ø6,3 c.15 cm	18 a 28 Ø6,3 c.15 cm
Base da sapata	Flexão superior (N3) (por sentido)	36 Ø16,0 c.12 cm	39 Ø16,0 c.12 cm
	Flexão inferior (N4) (por sentido)	36 Ø16,0 c.12 cm	39 Ø16,0 c.12 cm

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.3 Armaduras das sapatas

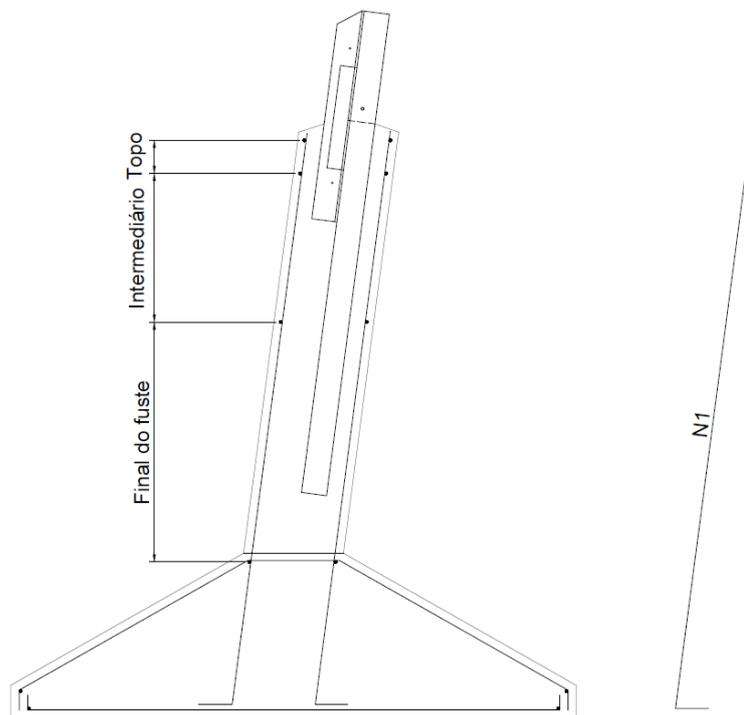
A disposição das armaduras das fundações em sapatas projetas para as torres autoportantes tipo A1 e AT seguem os esquemas apresentados a seguir. As armaduras N1 e N2 correspondem, respectivamente, à armadura longitudinal e aos estribos transversais do fuste das sapatas, mostrados no corte transversal e longitudinal da sapata.

Figura 29 – Disposição das armaduras do fuste da sapata - corte transversal



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

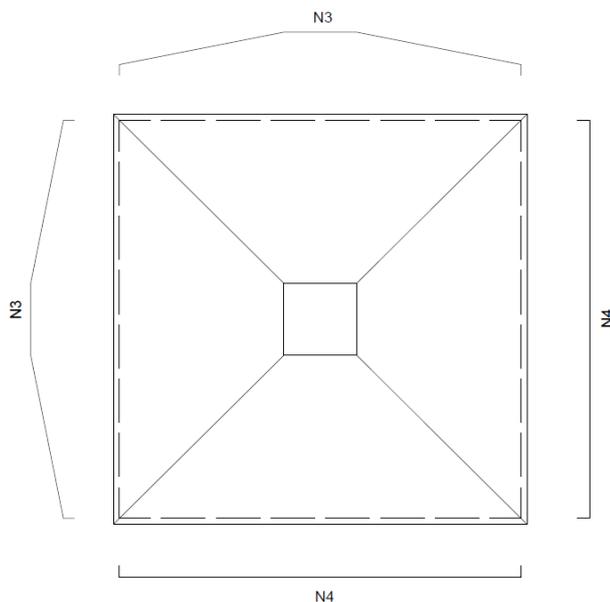
Figura 30 – Disposição das armaduras do fuste da sapata - corte longitudinal



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A figura seguinte exhibe a vista superior da base da sapata, onde as armaduras N3 e N4 representam, respectivamente, as armaduras de flexão inferior e superior. A armadura de flexão superior N3 é configurada para seguir o formato da seção tronco-piramidal da base da sapata.

Figura 31 – Disposição das armaduras da base da sapata



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.4 Recalques das sapatas

A tabela a seguir apresenta a verificação quanto ao recalque das sapatas para solos tipo I e II para torres A1 e AT em 50 anos.

Tabela 41 – Recalque das sapatas

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo I	Tipo II	Tipo I	Tipo II
Es (Mpa)		30	24	30	24
C1		0,81	0,80	0,80	0,80
C2		1,54	1,54	1,54	1,54
σ^* (kN/m ²)		170,3	151,0	187,2	167,8
Z (m)		8,20	8,80	9,00	9,60
z (m)		2,05	2,20	2,25	2,40
Se (mm)		36,5	42,6	43,8	51,6

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.2.5 Quantitativos de materiais

As quantidades teóricas de materiais necessários para execução das fundações em sapatas para solos tipo I e II, tanto para torre A1 quanto para torre AT estão dispostas a seguir, considerando sapatas com fuste máximo (1,80 m). Para todos os casos, é previsto camada regularizadora de 5 cm de concreto magro, conforme NBR 6122:2022.

Quadro 6 – Levantamento de materiais para execução das sapatas

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo I	Tipo II	Tipo I	Tipo II
Concreto magro (m ³)		0,84	0,97	1,01	1,15
Concreto (m ³)		12,65	14,91	16,29	19,01
Escavação (m ³)		68,92	85,18	93,15	112,90
Reaterro (m ³)		57,42	71,42	78,01	95,04
Aço (kg)		1.063	1.205	1.717	1.914

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3 DIMENSIONAMENTO DE TUBULÕES

O dimensionamento dos tubulões é realizado considerando as hipóteses de carregamento nos eixos globais. A seguir, apresenta-se tabelas com os carregamentos críticos nos eixos globais para as torres do tipo A1 e AT. Vale destacar que os valores apresentados ainda não incluem o fator de majoração de 1,2. Quando o esforço vertical possui valor positivo, indica que a fundação está submetida à flexo-tração. Por outro lado, quando o valor é negativo, trata-se de uma solicitação de flexo-compressão. O esforço horizontal é obtido pela soma vetorial dos esforços transversais e longitudinais, relacionados ao sentido da solicitação em função do trajeto da linha de transmissão.

Tabela 42 – Resumo de cargas no eixo global para torre A1

Hipótese de carregamento	Vertical (kN)	Transversal (kN)	Longitudinal (kN)	Horizontal (kN)
1 (A1)	-2.061	523	482	711
1 (A0)	-2.046	510	476	698
1 (B1)	-2.028	508	474	694
1R (D2)	1.697	396	399	562
1R (A0)	1.689	425	399	583
1R (B3)	1.692	416	400	578

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

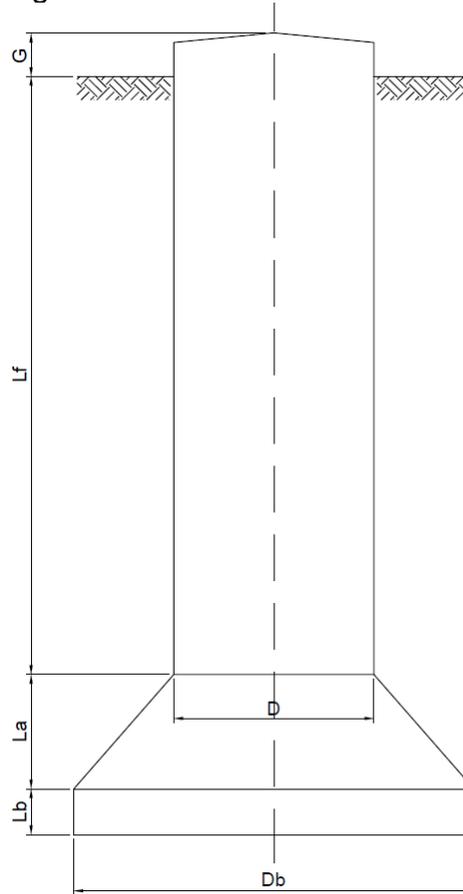
Tabela 43 – Resumo de cargas no eixo global para torre AT

Hipótese de carregamento	Vertical (kN)	Transversal (kN)	Longitudinal (kN)	Horizontal (kN)
1 (A1)	-2.730	749	627	976
1 (C1)	-2.639	751	594	957
1Tb (A1)	-2.644	699	635	944
1R (A0)	2.238	566	560	797
1R (C1)	2.180	523	571	775
1R (A3)	2.232	559	553	787

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A seguir, são apresentadas as dimensões dos tubulões projetados para as torres dos tipos A1 e AT, considerando as características dos solos tipo II e III. As especificações dos tubulões foram adaptadas para garantir a estabilidade e a segurança das fundações, conforme apresentado nos tópicos seguintes.

Figura 32 – Dimensões dos tubulões



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Quadro 7 – Geometria das sapatas

Estrutura	A1		AT	
	Tipo II	Tipo III	Tipo II	Tipo III
D (m)	1,50	1,50	1,50	1,50
Db (m)	3,00	3,00	3,00	3,00
G (m)	0,30 a 1,80			
Lf (m)	6,80	10,7	8,10	14,70
La (m)	1,10	1,10	1,10	1,10
Lb (m)	0,20	0,20	0,20	0,20

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.1 Dimensionamento geotécnico

As tabelas a seguir apresentam os dados gerais de entrada para as verificações de compressão e tombamento dos tubulões para solos II e III, para torres A1 e AT.

Tabela 44 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo II para torre A1

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 1 (A0)	Hipótese 1 (B1)
1,2C+1,1(Pfm +PS) (kN)	3.659,6	3.640,6	3.619,1
Ch (kN)	711,4	698,0	694,3
Kp	2,28	2,28	2,28

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 45 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo III para torre A1

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 1 (A0)	Hipótese 1 (B1)
1,2C+1,1(Pfm +PS) (kN)	4.035,4	4.016,4	3.994,9
Ch (kN)	711,4	698,0	694,3
Kp	2,04	2,04	2,04

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 46 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo II para torre AT

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 1 (C1)	Hipótese 1Tb (A1)
1,2C+1,1(Pfm +PS) (kN)	4.631,8	4.522,0	4.528,6
Ch (kN)	976,4	957,2	943,8
Kp	2,28	2,28	2,28

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 47 – Dados de entrada de dimensionamento geotécnica para tubulão solo tipo III para torre AT

	Hipótese 1 (A1)	Hipótese 1 (C1)	Hipótese 1Tb (A1)
1,2C+1,1(Pfm +PS) (kN)	5.312,4	5.202,6	5.209,3
Ch (kN)	976,4	957,2	943,8
Kp	2,04	2,04	2,04

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.1.1 Cálculo da tensão admissível do solo

4.3.1.1.1 Método de Terzaghi

Para a determinação da tensão admissível adotando método de Terzaghi para fundações assentadas em solos do tipo II e III, utiliza-se os seguintes parâmetros:

Tabela 48 – Parâmetros utilizados pelo método de Terzaghi

Torre	Solo Tipo	Lf+La+Lb (m)	Coesão (kN/m ²)	y (kN/m ³)	q = y.L (kN/m ²)	φ (°)
A1	II	8,10	19	14	113,4	23
	III	12,0	14	12	144,0	20
AT	II	9,40	19	14	131,6	23
	III	16,00	14	12	192,0	20

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Os fatores de carga e forma dependem do formato da fundação e do ângulo de atrito do solo, tem-se:

Tabela 49 – Fatores de carga e forma pelo método de Terzaghi

Torre	Solo Tipo	Nc	Ny	Nq	Sc	Sy	Sq
A1	II	8,58	17,85	8,13	1,42	1,48	0,60
	III	6,35	14,69	5,35	1,36	1,43	0,60
AT	II	8,58	17,85	8,13	1,42	1,48	0,60
	III	6,35	14,69	5,35	1,36	1,43	0,60

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A tabela a seguir apresenta as tensões admissíveis para os tubulões, calculadas com os dados apresentados anteriormente.

Tabela 50 – Tensão admissível para os tubulões pelo método de Terzaghi

Torre	Solo Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)
A1	II	663,4
	III	532,9
AT	II	737,5
	III	671,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.1.1.2 Método de Meyerhof

Para a determinação da tensão admissível utilizando método de Meyerhof para fundações assentadas em solos do tipo II e III, tem-se os seguintes fatores de carga, forma e profundidade:

Tabela 51 – Fatores de carga pelo método de Meyerhof

Torre	Solo Tipo	Nc	Ny	Nq
A1	II	18,05	8,66	4,82
	III	14,83	6,40	2,87
AT	II	18,05	8,66	4,82
	III	14,83	6,40	2,87

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Tabela 52 – Fatores de forma e profundidade pelo método de Meyerhof

Torre	Solo Tipo	Sc	Sy	Sq	dc	dy	dq
A1	II	1,40	1,20	1,20	1,27	1,13	1,13
	III	1,40	1,20	1,20	1,28	1,14	1,14
AT	II	1,34	1,17	1,17	1,22	1,11	1,11
	III	1,29	1,15	1,15	1,20	1,10	1,10

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

A tabela a seguir apresenta as tensões admissíveis para tubulões para solos tipo II e III, calculadas com os dados apresentados anteriormente.

Tabela 53 – Tensão admissível para sapatas pelo método de Meyerhof

Torre	Solo Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)
A1	II	740,7
	III	626,9
AT	II	768,8
	III	700,8

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.1.1.3 Tensão admissível adotada

A tensão admissível do solo adotada é o menor valor obtido através dos métodos de Terzaghi e Meyerhof. Os resultados são apresentados a seguir:

Tabela 54 – Tensão admissível do solo

Torre	Solo Tipo	Tensão admissível (kN/m ²)
A1	II	663,4
	III	532,9
AT	II	737,5
	III	671,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.1.2 Verificação a compressão

As verificações de compressão do solo para fundação profunda para torres tipo A1 e AT consideram a hipótese 1 (A1), que apresenta carregamento crítico de compressão.

Tabela 55 – Verificação à compressão do solo

Torre	Solo Tipo	σ_{calc} (kN/m ²)	σ_{adm} (kN/m ²)
A1	II	457,3	663,4
	III	514,8	532,9
AT	II	577,6	737,5
	III	668,9	671,4

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.1.3 Verificação ao tombamento

A seguir, verificação ao tombamento dos tubulões para torres tipo A1 e AT. A hipótese de carregamento 1 (A1) apresenta a carga crítica para o tombamento das fundações.

Tabela 56 – Verificação à compressão do solo

Torre	Solo Tipo	$1,5 \times Md$ (kN.m)	Mr (kN.m)
A1	II	12.676,9	12.737,3
	III	17.670,8	31.720,0
AT	II	19.685,1	19.907,1
	III	31.285,2	75.188,1

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.1.4 Verificação ao arrancamento

Os valores de entrada para as verificações do arrancamento dos tubulões para solo tipo II e III para torres A1 e AT, são apresentados a seguir:

Tabela 57 – Dados de entrada para verificação do arrancamento dos tubulões

Torre	Solo Tipo	P _{fm} (kN)	m	M	Mc	(M _φ +M _γ)	L'f (m)
A1	II	462,2	0,83	11,4	0,93	0,22	7,35
	III	634,4	0,83	12,0	1,05	0,20	11,25
AT	II	519,6	0,83	11,4	0,96	0,22	11,20
	III	811,0	0,83	12,0	1,14	0,21	15,25

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Para as verificações ao arrancamento foram consideradas as hipóteses 1R (D2) e 1R (A0), para torres A1 e AT, respectivamente, que apresentam carregamentos críticos à tração.

Tabela 58 – Verificação ao arrancamento

Torre	Solo Tipo	$1,5 \times T$ (kN)	Q _{rt} (kN)
A1	II	2.544,8	4.999,5
	III	2.544,8	6.212,1
AT	II	3.357,1	5.852,0
	III	3.357,1	8.982,8

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.2 Dimensionamento estrutural

4.3.2.1 Verificação da base alargada do tubulão

A tabela a seguir apresenta a verificação quanto a inclinação da superfície tronco-cônica dos tubulões para solos tipo II e III para torres A1 e AT.

Tabela 59 – Verificação da base alargada dos tubulões

Torre	Solo Tipo	La (m)	Lb (m)	β (°)
A1	II	1,10	0,20	60,02
	III	1,10	0,20	60,02
AT	II	1,10	0,20	60,02
	III	1,10	0,20	60,02

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.2.2 Armadura longitudinal do tubulão

Os cálculos das armaduras longitudinais dos fustes dos tubulões são apresentados a seguir. As hipóteses de carregamento 1R (A0) são determinantes para esse cálculo, submetendo os fustes das fundações à flexo-tração.

Tabela 60 – Cálculo da armadura longitudinal dos fustes dos tubulões

Estrutura	A1		AT	
	Solo Tipo II	Tipo III	Tipo II	Tipo III
Nd (kN)	1.857,7	1.857,7	2.461,9	2.461,9
Md (kN.m)	1.865,2	2.066,0	2.838,4	3.158,8
e (m)	1,00	1,11	1,15	1,28
v_1	0,085	0,085	0,113	0,113
μ	0,0570	0,0631	0,0867	0,0965
ω	0,287	0,297	0,432	0,446
ρ	0,0064	0,0066	0,0096	0,0099
As calc (cm ²)	113,27	117,14	170,14	175,76
As min (cm ²)	70,69	70,69	70,69	70,69

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Adota-se as seguintes configurações das armaduras longitudinais para os fustes circulares dos tubulões.

Tabela 61 – Armadura longitudinal dos fustes dos tubulões

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo II	Tipo III	Tipo II	Tipo III
Quantidade		37	38	35	36
φ adotado (mm)		20,0	20,0	25,0	25,0
Espaçamento (cm)		12	12	12,5	12,0
As adotada (cm ²)		116,24	119,38	171,81	176,71

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.2.3 Armadura de cisalhamento do tubulão

As verificações de cisalhamento dos fustes de compressão da diagonal de concreto e tração a armadura transversal são apresentadas a seguir. As hipóteses 1 (A1) das torres A1 e AT apresentam carregamentos críticos para as verificações de cisalhamento.

Tabela 62 – Cálculo armadura de cisalhamento do fuste dos tubulões

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo II	Tipo III	Tipo II	Tipo III
φ adotado (mm)		8,0	8,0	10,0	10,0
Espaçamento (cm)		15,0	15,0	15,0	15,0
α_{v2}		0,90	0,90	0,90	0,90
V_{sw} (kN)		380,3	380,3	594,2	594,2
V_c (kN)		1.065,0	1.065,0	1.065,0	1.065,0
V_{rd2} (kN)		6.025,2	6.025,2	6.025,2	6.025,2
V_{rd3} (kN)		1.445,3	1.445,3	1.659,2	1.659,2
V_{sd} (kN)		782,5	782,5	1.074,1	1.074,1

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Conforme apresentado no item 3.4.2.33.3.2.4, a distribuição dos estribos ao longo do tubulão é feita da seguinte forma: nos primeiros 20 cm do topo, são colocados cinco estribos com espaçamento de 5 cm; nos próximos 90 cm, a

distribuição inclui nove estribos com espaçamento de 10 cm; no trecho final do fuste até o início do troco cônico o espaçamento dos estribos é de 15 cm.

4.3.2.4 Detalhamento das armaduras dos tubulões

Os detalhamentos das armaduras dos tubulões para solo tipo II e III para torre A1 e AT, são apresentados pelos quadros 8 e 9.

Quadro 8 – Detalhamento das armaduras da sapata para torre AT

	Solo Tipo II	Solo Tipo III
Longitudinal (N1)	37 Ø20,0 c.12 cm	38 Ø20,0 c.12 cm
Transversal (N2) Topo	5 Ø8,0 c.5 cm	5 Ø8,0 c.5 cm
Transversal (N2) Intermediário	9 Ø8,0 c.10 cm	9 Ø8,0 c.10 cm
Transversal (N2) Final	40 a 60 Ø8,0 c.15 cm	66 a 76 Ø8,0 c.15 cm

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Quadro 9 – Detalhamento das armaduras da sapata para torre AT

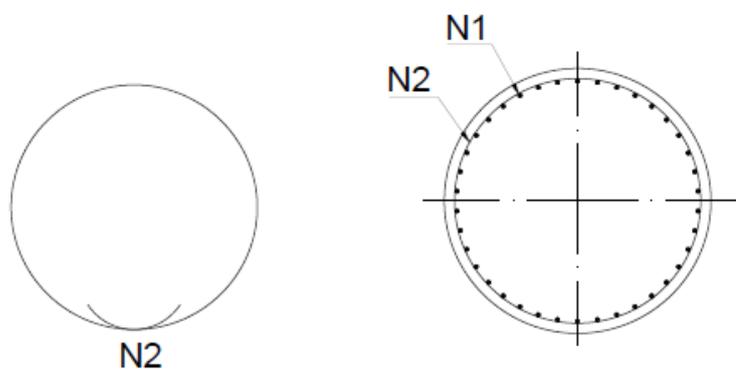
	Solo Tipo II	Solo Tipo III
Longitudinal (N1)	35 Ø25,0 c.12,5 cm	36 Ø25,0 c.12 cm
Transversal (N2) Topo	5 Ø10,0 c.5 cm	5 Ø10,0 c.5 cm
Transversal (N2) Intermediário	9 Ø10,0 c.10 cm	9 Ø10,0 c.10 cm
Transversal (N2) Final	48 a 58 Ø10,0 c.15 cm	92 a 102 Ø10,0 c.15 cm

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.3 Armaduras para tubulões

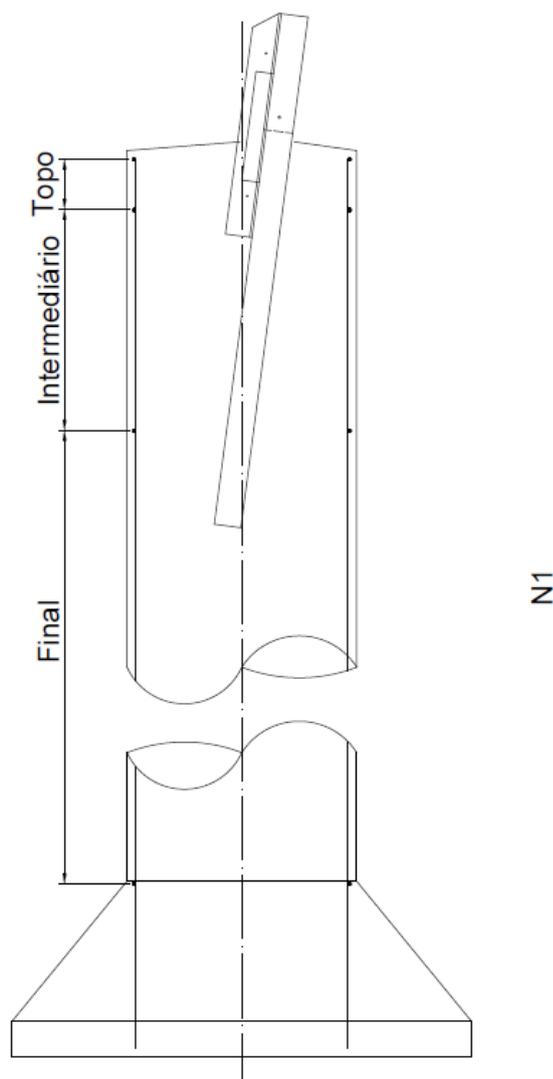
A disposição das armaduras nas fundações em tubulão, projetadas para as torres autoportantes dos tipos A1 e AT, segue os esquemas apresentados a seguir. Nos cortes transversal e longitudinal do tubulão, estão indicadas as armaduras N1 e N2, que correspondem, respectivamente, à armadura longitudinal e aos estribos transversais distribuídos ao longo do tubulão.

Figura 33 – Disposição das armaduras do tubulão - corte transversal



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

Figura 34 – Disposição das armaduras do tubulão - corte longitudinal



Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.4 Recalques dos tubulões

A tabela a seguir apresenta a verificação quanto ao recalque dos tubulões para solos tipo II e III para torres A1 e AT.

Tabela 63 – Recalque dos tubulões

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo II	Tipo III	Tipo II	Tipo III
pe (mm)		0,17	0,17	0,23	0,23
ps (mm)		12,02	21,90	14,73	23,31
p (mm)		12,19	22,06	14,96	23,53

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

4.3.5 Quantitativos de materiais

A seguir, as quantidades teóricas de materiais necessários para execução das fundações em tubulão para solos tipo II e III, tanto para torre A1 quanto para torre AT, considerando tubulões com fuste máximo (1,80 m).

Quadro 10 – Levantamento de materiais para execução dos tubulões

Estrutura	A1		AT		
	Solo	Tipo II	Tipo III	Tipo II	Tipo III
Concreto (m ³)		21,14	28,02	23,43	35,09
Escavação (m ³)		17,96	24,85	20,25	31,91
Aço (kg)		1.007	1.444	1.698	2.784

Fonte: elaborado pelo autor (2024)

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

Este trabalho alcançou os objetivos propostos, apresentando os dimensionamentos geotécnicos das principais solicitações para tubulões e sapatas aplicados em torres autoportantes de linhas de transmissão de energia elétrica, baseados em métodos consagrados. Além disso, detalhou-se o cálculo da armadura necessária para resistir aos esforços atuantes nas fundações de acordo com as normas vigentes, e foram também calculados os recalques esperados para essas fundações.

Observou-se que, para o cálculo da tensão admissível do solo nas fundações, o método de Terzaghi apresentou valores inferiores aos obtidos pelo método de Meyerhof em todos os casos analisados, tanto para tubulões quanto para sapatas. Essa diferença pode ser atribuída às formulações específicas de cada método, que consideram fatores de capacidade de carga de forma distinta, impactando diretamente nos resultados.

Constatou-se uma significativa variação nas dimensões e armaduras das fundações projetadas para as torres A1 e AT, refletindo a diferença nas cargas suportadas, visto que essas torres desempenham funções distintas na linha de transmissão.

Para as sapatas, em especial, a hipótese de carregamento limiar envolveu a consideração de ventos transversais máximos. As sapatas em solos de alta e média resistência (solos tipo I e II) foram dimensionadas para atender às verificações de arrancamento, com recalques calculados dentro dos limites apresentados na literatura.

Para o caso dos tubulões, em solos de resistência média (tipo II), o arrancamento foi determinante para a geometria da fundação, enquanto, em solos de baixa resistência (tipo III), o dimensionamento dos tubulões foi principalmente condicionado pela capacidade de carga do solo à compressão. Os recalques calculados dos tubulões também se mantiveram nos valores indicados pela literatura, sendo que o encurtamento elástico dos tubulões foi constatado como desprezível perante o predomínio do recalque do solo na base do tubulão.

No dimensionamento estrutural, observou-se que as armaduras longitudinais dos fustes foram determinadas pelas solicitações de flexo-tração impostas pelas superestruturas, fator também observado no dimensionamento da base da sapata, onde a parte inferior tracionada ditou o dimensionamento. Este fato se alinha à conhecida resistência à compressão do concreto e sua baixa resistência à tração, sendo que as forças de tração exercidas pelas estruturas nas fundações equivalem a aproximadamente 82% das forças verticais de compressão.

A análise dos quantitativos teóricos de insumos confirmou a vantagem de adotar tubulões em detrimento de sapatas, sempre que tecnicamente viável, conforme sugerido por Chaves (2004). De maneira geral, os tubulões requerem menores volumes de escavação e reaterro, além de uma redução significativa no uso de formas, mesmo considerando o maior consumo de concreto. Essa característica contribui para uma maior eficiência produtiva. Além disso, este estudo verificou que a utilização de tubulões também resulta em uma redução no consumo de aço, consolidando-se como uma solução técnica, econômica e prática para este tipo de obra.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ficam como sugestões para futuros trabalhos os seguintes pontos:

- a) Realizar uma análise adicional dos recalques nas fundações em sapata utilizando diferentes métodos, como proposto por Menezes (2007);
- b) No caso dos tubulões em solos de baixa resistência, realizar uma análise detalhada da capacidade de carga de cada tubulão de forma individual, com métodos como Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso, pode ser explorada para maior precisão;
- c) Elaborar estudo com torres de suspensão, que suportam carregamentos verticais e horizontais permanentes, além das cargas de vento na direção longitudinal e transversal da LT.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Primeiro trimestre de 2024 tem expansão de 2,6 GW na matriz elétrica.** 2024. Disponível em: <https://www.gov.br/aneel/pt-br/assuntos/noticias/2024/primeiro-trimestre-de-2024-tem-expansao-de-2-6-gw-na-matriz-eletrica>

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Engenharia de fundações.** Rio de Janeiro. 1 ed. 2020

ASHCAR, R. **Recomendações e informações técnicas sobre fundações de linhas de transmissão.** In: VIII ENCONTRO REGIONAL LATINOAMERICANO DO CIGRÉ, Ciudad del Este. CIGRÉ, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118:** Projeto de estrutura de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6484:** Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020. 28 p.

AZEVEDO, C. P. B. **Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão Baseado em Confiabilidade.** In: 52° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO., 2010, Fortaleza, CE. Rio de Janeiro: IBRACON

AZEVEDO, C. P. B. **Fundações de Linhas de Transmissão – Dimensionamento e Execução.** Fundac. Belo Horizonte, 2011.

BIAREZ, J.; BARRAUD, Y. **The use of mechanical methods for adapting tower foundations to soil conditions.** International Conference on Large High Tension Electric Systems, Paris. 1968.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5. ed. Singapura: McGraw-Hill, 1997.

BROMS, B. B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. 1964.

CHAVES, R. A. **Fundações de Torre de Linhas de Transmissão e de Telecomunicação**. 2004. 214 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004.

CHIOSSI, N. **Geologia de engenharia**. 3°. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforço Verticais de Tração**. Tese (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, 1983.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DAS, B. M. **Shallow foundations: bearing capacity and settlement**. 2 ed. Boca Raton: CRC Press, 2009.

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 2ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA-SOLOS, 2006.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. **Estudos para a expansão da transmissão.** Programa de Expansão da Transmissão (PET) / Plano de Expansão de Longo Prazo (PELP) Ciclo 2024 – 1º Semestre. 2024

FURNAS. **Especificação para elaboração de projetos de fundações de linhas de transmissão - EP 5029.** [S.l.], p. 49. 2003.

FURNAS. **Construção de linhas de transmissão - Fundações.** DACQ.T - Divisão de Apoio e Controle de Qualidade. Rio de Janeiro, 2012.

GARCIA, O. D. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração.** Tese (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.

GONTIJO, C. R. **Contribuição a análise e projeto de torres autoportantes de linhas de transmissão.** Dissertação de mestrado. Pós-graduação em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais, 1994

IBGE. **Mapa de solos do Brasil.** 2001. Disponível em: https://geoftp.ibge.gov.br/informacoes_ambientais/pedologia/mapas/brasil/solos.pdf

JOPPERT, I. J. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução.** São Paulo: PINI, 2007. 99p.

LAMBE, T.W. and WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics.** John Wiley & Sons, New York, 1969.

MACIEL, A. J. S. **Proposição de metodologia para a estimativa da resistência lateral última de estacas e tubulões curto em solos argilosos.** 2006. 125 p. Tese (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

MATTEDE, H. **Um pouco mais sobre o sistema elétrico de potência (SEP)**. Disponível em: <https://www.mundodaeletrica.com.br/um-pouco-mais-sobre-o-sistema-eletrico-de-potencia-sep/>. Acesso em: 2024

MENEZES, S. M. **Estimativa de recalques de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da região sul de Minas Gerais**. Rev. Tecnol. Fortaleza, v. 28, n. 2, p. 200-209, dez. 2007.

OLIVEIRA, Felipe Paulo de. **Mapeamento Geotécnico preliminar e aplicação do modelo SHALSTAB na análise de escorregamentos da bacia de Santo Antônio de Lisboa – Florianópolis/SC**. 2014. 191 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

PFEIL, W. **Dimensionamento do Concreto Armado à Flexão Composta**, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro. 1976.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PRADO, H. **Solos do Brasil: gênese, morfologia, classificação, levantamento, manejo**. 3 ed. Piracicaba: H do Prado, 2003. 275p.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficients of subgrade reaction**. Geotechnique, v. 5, p. 298-326, 1955.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, v. Completo, 2010.