

Thiago Pereira da Silva

ANÁLISE DO PERFIL GEOTÉCNICO E SUAS APLICAÇÕES EM PROJETOS DE
FUNDAÇÕES NA LINHA DE TRANSMISSÃO (LT), NO TRECHO DA LT 230 KV DE
LAJEADO A PALMAS.

Palmas – TO

2020

ANÁLISE DO PERFIL GEOTÉCNICO E SUAS APLICAÇÕES EM
PROJETOS DE FUNDAÇÕES NA LINHA DE TRANSMISSÃO (LT), NO
TRECHO DA LT 230 KV DE LAJEADO A PALMAS.

Trabalho de Conclusão de Curso
(TCC) II elaborado e
apresentado como requisito
parcial para obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil
pelo Centro Universitário
Luterano de Palmas
(CEULP/ULBRA).

Orientadora: Prof.^a: Dra.
Jacqueline Henrique

Thiago Pereira da Silva

ANÁLISE DO PERFIL GEOTÉCNICO E SUAS APLICAÇÕES EM
PROJETOS DE FUNDAÇÕES NA LINHA DE TRANSMISSÃO (LT), NO
TRECHO DA LT 230 KV DE LAJEADO A PALMAS.

Trabalho de Conclusão de Curso
(TCC) II elaborado e
apresentado como requisito
parcial para obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil
pelo Centro Universitário
Luterano de Palmas
(CEULP/ULBRA).

Orientadora: Prof.^a: Dra.
Jacqueline Henrique

Data de Aprovação: ____/____/____

Banca examinadora:

Prof. (a) Dr. (a) Jacqueline Henrique – Orientadora.
Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas – Examinador.
Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. (a) Msc. Kênia Parente Lopes Mendonça – Examinadora.
Centro Universitário Luterano de Palmas

Dedico a Deus meu grande protetor, sem ele não saberia suportar todos os obstáculos de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Eu agradeço primeiramente Deus que me deu forças durante toda essa caminhada em meio as lutas e sacrifícios sem deixar com que eu desista.

Aos meus pais Santana Pereira da Silva e Maria Dalva da Conceição que se dedicaram ao máximo me incentivando e contribuindo de forma direta para o meu sucesso até aqui.

Aos meus irmãos que não mediram esforços para me ajudar nas dificuldades.

Ao meu irmão Iraques e sua família que me acolheram durante esses cinco anos de curso, sempre me dando apoio e incentivo.

Aos gestores Marcia Reis, Tercio Neto e Junior Bandeira que me deram a flexibilidade de estudar mesmo nos horários de jornada de trabalho.

Aos meus colegas de trabalho, em nome de Patrícia Araújo, Marta Aires e Deusirene Bezerra por me incentivar a continuar, sem desistir.

Ana Maria e seus filhos que me acompanharam e motivaram desde o começo da minha trajetória acadêmica.

A professora M^a Kênia Mendonça, além de coordenadora de curso, uma pessoa amiga que não mede esforços para ajudar seus alunos.

A todos os professores do curso de engenharia do CEUP ULBRA que dedicaram ao máximo para repassar todos os conhecimentos para sermos bons profissionais.

Quero agradecer a minha professora e orientadora Dr^a Jacqueline Henrique, uma pessoa amável que não me deixou desistir e sempre me incentivou desde o começo a elaborar um bom trabalho e a ser um bom profissional através do seu exemplo.

Agradeço em especial Rayane Carvalho, amiga e companheira de faculdade, que sempre me ajudou durante o meu período acadêmico e agora amigos de faculdade para a vida.

Quero agradecer duas pessoas especiais Marcelo Parsanato e Humberto Rógerio Dorce e Valdecir de Almeida Camargo, 03(três) pessoas que acreditaram muito no meu potencial e contribuíram para meu estágio dentro da empresa IG.

Aos meus amigos e colegas de faculdade, sempre companheiros e solidários nessa luta.

Agradeço a empresa I.G – Transmissão e Distribuição que através dos engenheiros Leonardo Guglielmi Mendes, Vinicius Rodrigues, Tiago Quesada e Eduardo Sitta Sozzo, que me deram a oportunidade de estagiar e foram de suma importância para meu crescimento profissional dentro da empresa, me orientando e dando a oportunidade de desenvolver trabalhos que colaboraram para o meu aprendizado e crescimento como engenheiro civil.

Agradeço aos meus amigos da empresa Taesa; Joinville de Oliveira Cidrão, Arcides Dutra Silva, Jair Azaria e Sirlei Soares Macedo, pessoas importantes que contribuíram no meu aprendizado durante meu estágio.

Agradeço aos meus amigos e companheiros; Vagner Aparecido Garosi, Rosicler Marques Ferreira, Gilson Edigio do Carmo, Ricardo dos Santos Lima, Patrick Costa Santos, José de Freitas Filho, Elias Ferreira, Marcio Junior Pereira de Assis, Leandro Camargo Ferreira, Cristiane Conceição de Souza e Kelson Simão de Aquino, grandes pessoas que contribuíram para o meu aprendizado e foram de grande relevância na minha vida profissional.

Agradeço a minha grande amiga Nycolle Rayssa Teixeira Araújo que sempre me incentivou através de seus conselhos, a concluir o presente trabalho, auxiliando-me em grande parte da monografia.

Agradeço ao meu amigo Antônio Marcos Arruda dos Santos, uma pessoa fundamental para a conclusão do meu trabalho de conclusão de curso.

Agradeço a minha amiga Cristine Marzullo, uma pessoa que foi fundamental para o aprofundamento dos meus conhecimentos em relação a fundações de linha de transmissão, adquiriu um vasto conhecimento com sua ajuda desde o início até o processo de conclusão da minha monografia.

Agradeço a todos os encarregados e colaboradores da empresa IG, em nome do encarregado Edilson Joaquim da Silva, que sempre me viram como um bom profissional e torceram pelo meu sucesso.

*Deus gosta de capacitar aqueles que
nada são para humilhar os fortes e
poderosos deste mundo.*

(Frei Gilson)

RESUMO

Em uma linha de transmissão (LT), o reconhecimento inicial do solo dá-se de maneira visual através do levantamento topográfico, onde é possível fazer uma planta planialtimétrica do terreno que juntamente com as sondagens realizadas em pontos específicos se obtém as informações do subsolo, criando o perfil geotécnico do solo. No presente trabalho fez-se um estudo do perfil geotécnico da LT 230 KV que vai de Lajeado a Palmas, inicialmente através do ensaio com SPT, onde foi possível analisar o perfil e a classificação do solo e o seu índice de resistência, observando a NBR 6484, NBR 6502 e a NBR 8036. Uma LT se caracteriza por ser uma obra linear e possuir diferentes tipos de solos, que determina diferentes tipos de fundações em toda a sua extensão, dessa maneira a obra exige outros tipos de ensaios além do SPT, como o ensaio a resistência a tração do solo (arrancamento), ensaio de capacidade de carga do solo através do dispositivo penetrômetro e o ensaio com speedy teste e cilindro de cravação para determinar a sua compactação e teor de umidade. Este conteúdo foi aplicado ao longo do trabalho à prática, acompanhando uma sequência de ensaios e, por fim, o dimensionamento de um estudo de caso. Para essa monografia serão apresentadas 03(três) torres como objeto de estudo: LPAE 06 – ancoragem especial, LPEL 13 – estaiada leve e LPAT 24 – ancoragem terminal. Através da análise do perfil geotécnico e as características do solo ligadas a LPAE 06, obteve um solo do tipo 1A e uma fundação do tipo tubulão. Para a LPEL 13, determinou um solo de categoria 2 e uma fundação superficial, onde o solo foi determinante para sua pouca profundidade. E para a torre LPAT 24, foi caracterizada como solo de categoria 1, com NSPT < 5 e uma fundação do tipo profunda. No entanto, foi realizado o dimensionamento geotécnico usando os diferentes tipos de solos e os resultados dos ensaios obtidos em campo por meio dos métodos e teorias retratada nesta monografia e comparando com o dimensionamento de projeto de execução com resultados coerentes.

Palavras-Chave: Linha de transmissão, solos, investigações geotécnicas, ensaios de campo, fundação, dimensionamento geotécnico.

ABSTRACT

In a transmission line (LT), the initial recognition of the soil occurs visually through the topographic survey, where it is possible to make a planialtimetric plan of the terrain that together with the surveys carried out at specific points obtains the information from the subsoil, creating the geotechnical profile of the soil. In the present work, a study was made of the geotechnical profile of the LT 230 KV that goes from Lajeado to Palmas, initially through the test with SPT, where it was possible to analyze the profile and classification of the soil and its resistance index, observing the NBR 6484, NBR 6502 and NBR 8036. An LT is characterized by being a linear work and having different types of soils, which determines different types of foundations throughout its length, thus the work requires other types of tests besides SPT, such as the test of resistance to traction of the soil (pullout), test of load capacity of the soil through the penetrometer device and the test with speedy test and driving cylinder to determine its compaction and moisture content. This content was applied throughout the work to the practice, following a sequence of tests and, finally, the dimensioning of a case study. For this monograph, 03 (three) towers will be presented as the object of study: LPAE 06 - special anchorage, LPEL 13 - light cable-stayed and LPAT 24 - terminal anchorage. Through the analysis of the geotechnical profile and the characteristics of the soil linked to LPAE 06, he obtained a type 1A soil and a tubulon type foundation. For LPEL 13, it determined a category 2 soil and a surface foundation, where the soil was decisive for its shallow depth. And for the LPAT 24 tower, it was characterized as a category 1 soil, with NSPT < 5 and a deep type foundation. And finally, the geotechnical dimensioning was carried out using the different types of soils and the results of the tests obtained in the field through the methods and theories portrayed in this monograph and comparing with the dimensioning of the execution project with consistent results.

Keywords: Transmission line, soils, geotechnical investigations, field trials, foundation, geotechnical design.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura - 1 - Esforço de tração em solo devido ação do vento	23
Figura - 2 - Sapata executada em solo com nível d'água.....	25
Figura - 3 Sapata em solo tipo 1G.....	25
Figura - 4 Perfuração em rocha com Rock Drill.....	26
Figura - 5 - Fundação ancorada em rocha	26
Figura - 6 - Escavação de tubulão em espaço confinado.....	27
Figura - 7 - Concretagem e alinhamento de stub em tubulão.....	28
Figura - 8 - Placa pré moldada "L"	29
Figura - 9 - Placa "L" com haste de arrancamento.....	29
Figura - 10 - Execução de ensaio de arrancamento do solo	31
Figura - 11 - Croqui do angulo de arrancamento em sapatas.	32
Figura - 12 - Croqui do ângulo de arrancamento em tubulão	32
Figura - 13 - Formas de ruptura em solos fracos (Grenoble) Martin, 1966 apud Garcia, 2005,p.16) Garcia, 2055, p	36
Figura - 14 Figura 14 - Garcia (2005, p. 16).....	37
Figura -15 - Imagem da Tabela de verificação de estabilidade do tombamento pelo método de Brinch Hansen.	38
Figura - 16 - Veloso e Lopes (2010, p. 368).....	39
Figura - 17- Veloso e Lopes (2010, p. 369).....	39
Figura - 18 - Marciel (2006 p. 14)	41
Figura - 19 - Mapa localização LT 230 kv.	43
Figura - 20 - Execução de sondagem torre 31	44
Figura - 21 - Ensaio SPT torre 87.....	44
Figura - 22 - Sondagem a trado torre 33	45
Figura - 23 - Sondagem a trado em solo fraco torre 67.....	46
Figura - 24 - Escavação em solos argilosos.....	47
Figura - 25 -Escavação em solos siltosos	48
Figura - 26 - Escavação em solos arenosos	48
Figura - 27 - Meyerhof (1963).....	55
Figura - 28 - Verdeyen,Roisin e Nunes (1973).....	55
Figura - 29 - Gráfico de custo fundação (PDE 2029)	57
Figura - 30 - gráfico de investimento em LT (PDE 2029)	58

Figura - 31 - gráfico em investimento por ano (PDE 2029)	58
Figura - 32 - LT 230 kv Lajeado a Palmas.....	60
Figura - 33 - Perfil topográfico da torre LPAE 06.....	61
Figura - 34 - Estratificação do solo da torre LPEL 06.....	62
Figura - 35 - Perfil topográfico da torre LPEL 13.....	62
Figura - 36 - Estratificação do solo da torre LPEL 13.....	63
Figura - 37 - Perfil topográfico da torre LPAT 24.....	63
Figura - 38 - Estratificação do solo da torre LPAT 24.....	64
Figura - 39 - Ensaio com uso do penetrômetro para determinação da capacidade de carga do solo.....	67
Figura - 40 - Colocação de placas em solos fraco tipo I.....	67
Figura - 41 - Laudo de sondagem da torre LPAE 06.....	69
Figura - 42 - Laudo de sondagem LPEL 13.....	71
Figura - 43 - Ensaio do teor de umidade e compactação do solo com Speedy teste e método de cravação do cilindro.....	72
Figura - 44 - Ensaio com Speedy teste e cilindro de cravação.....	73
Figura - 45 - Croqui fundação torre LPAE 06	78
Figura - 46 - Croqui sapata para determinação do angulo de arrancamento	79
Figura - 47 - Analise de tombamento transversal da sapata.	80
Figura - 48 - Analise longitudinal de tombamento da sapata	81
Figura - 49 - Limites de zonas da sapata.	82
Figura - 50 - Croqui da fundação tipo tubulão torre LPAT 24.....	84
Figura -51 - Croqui da fundação para determinação do ângulo de arrancamento	87
Figura - 52 - Croqui da fundação tipo sapata pré moldada	89
Figura - 53 - Limite de zonas da sapata pré moldada	91
Figura - 54 - Croqui da fundação tipo placa pré moldada	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Avaliação dos Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT	49
Tabela 2 - Tabela Solos granulares e coesivos estudo e aplicações práticas de fundações para linha de transmissão, (Rubens Ashcar, e Carlos Alberto Laureano).....	50
Tabela 3 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972).....	51
Tabela 4 - Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972)	51
Tabela 5 - Coeficiente de capacidade de carga de Terzaghi	54
Tabela 6 - Coordenadas de referência das torres de estudo.	61
Tabela 7 - Resultados de ensaio com uso do penetrômetro torre 06.....	70
Tabela 8 - Resultado de ensaio com penetrômetro torre 13	71
Tabela 9 - Resultado de Ensaio com uso do Speedy teste e cilindro de cravação torre 06.	74
Tabela 10 - Resultado de ensaio com uso de Speedy teste e cilindro de cravação torre 13.	75
Tabela 11- Resultado de ensaio com uso de Speedy teste e cilindro de cravação torre 24.	75
Tabela 12 – Parâmetros característicos do solo LPAE 06	77
Tabela 13 - Dados da fundação Torre LPAE 06.....	77
Tabela 14 - Valores retirados da memória de cálculo da torre 06.....	78
Tabela 15 – Dados dimensionamento ao arracamento da PAE 06.....	79
Tabela 16 – Resultados pela hipótese de ao arracamento da LPAE 06	79
Tabela 17 - Valores retirados da memória de cálculo torre 06 – cargas na fundação	80
Tabela 18 - Valores Momento em relação a transversal LPAE 06	80
Tabela 19 - Valores Momento em relação a longitudinal LPAE 06	81
Tabela 20 - Valores de acordo com carga de compressão aplicada em cada limite de zona LPAE 06	82
Tabela 21– Dados da fundação Torre LPAT	83
Tabela 22 - Valores retirados da memória de cálculo torre 24.....	84
Tabela 23– Parâmetros do solo usando a teoria de Meyerhof para determinação da capacidade de carga da LPAT 24.....	84

Tabela 24– Resultados encontrado para análise de instabilidade ao tombamento da LPAT 24	85
Tabela 25 – Tabela de resultado de cálculo apresentado pelo método de Brinch Hansen para estabilidade ao tombamento.....	86
Tabela 26 – Dados para dimensionamento a resistência ao arrancamento da LPAT 24	86
Tabela 27 – Valores de cálculo relacionado ao peso do concreto na fundação da LPAT 24.....	87
Tabela 28 – Parâmetros geotécnico do solo LPEL 13	88
Tabela 29 - Dados da fundação de projeto de execução da LPEL 13	89
Tabela 30 - Valores retirados da memória de cálculo da torre 13 para dimensionamento do fundação do mastro central.....	90
Tabela 31 - Valores obtidos para verificação da excentricidade da torre LPEL 13	90
Tabela 32 - Valores das zona de limites LPEL 13.....	91
Tabela 33 – Tensões na borda da sapata LPEL 13	92
Tabela 34 – Parâmetros aplicados para fundação placa “L” pré moldada LPEL 13	92
Tabela 35 - Valores retirados da memória de cálculo para dimensionamento geotécnico da fundação tipo placa “L” e Estai da torre 13	94
Tabela 36 - Parâmetros geotécnicos para verificação ao arrancamento da torre LPEL 13.....	94

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

1A	Areia argilosa
1AS	Areia argilosa submersa
1G	Argila areno – siltosa
1GS	Argila areno – siltosa submersa
2A	Areia argilosa
2AS	Areia argilosa submersa
2G	Argila arenosa
2GS	Argila arenosa submersa
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C1	Circuito um
C2	Circuito dois
DCP	Dinamic Cone Penetrometer
LT	Linha de Transmissão
LPAE	Lajeado Palmas Ancoragem Especial
LPAT	Lajeado Palmas Ancoragem Terminal
LPEL	Lajeado Palmas Estaiada Leve
LPSP	Lajeado a Palmas Suspensão Pesada
MW	Megawatt
NA	Nível de água
NBR	Norma Brasileira
kV	Quilovolt
3	Rocha sã ou pouca fraturada
3S	Rocha sã ou pouca fraturada submersa
SPT	Standard Penetration Test
TO	Tocantins

LISTA DE SÍMBOLOS

e_x	Excentricidade na direção X
e_y	Excentricidade na direção Y
Ab	Área da base
ϕ	Ângulo de atrito
B	Menor Largura da fundação
b	Largura da base da fundação
C	Coesão
cf x lf	Seção do fuste
cs x ls	Seção da base da sapata
D	Diâmetro do tubulão
D	Profundidade de assentamento
Db	Diâmetro inferior do cone
D _c	Profundidade critica
D _{sup}	Diâmetro superior do cone
e	Altura de aplicação da carga horizontal
e	Excentricidade
e _L	Excentricidade direção Longitudinal
e _T	Excentricidade direção transversal
F	Fator de segurança
f e g	Parcelas do comprimento total do tubulão
ffs	Fuste fora do solo
ffs	Fuste fora do solo máximo
Fl _{md}	Carga longitudinal na direção do montante
Fl _{vd}	Carga longitudinal na direção da vertical
F _{md}	Carga tração na direção do montante

dtk	Solicitação vertical considerada
Fvmd	Carga transversal na direção do montante
H	Altura do tronco de cone
He	Profundidade de escavação
Hp	Profundidade da base do tubulão
hs	Altura da base da sapata
Ht	Altura total da fundação
H _u	Carga de Ruptura do solo
M _u	Momento de Ruptura do solo
Kc	Componente vertical do coeficiente de empuxo passivo do solo
Kp	Coeficiente de empuxo passivo
L	Comprimento enterrado
M1	Massa do cilindro vazio (g)
M2	Massa do cilindro + massa do solo (g)
MbL	Momento longitudinal na base
MbT	Momento transversal na base
Mc	Coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado a coesão
M _{máx}	Momento Máximo
M _x	Momento na direção X
M _y	Momento na direção Y
Mφ	Coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao ângulo de atrito
Mγ	Coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao peso específico
Nc, Nq, Ny	Coeficientes de capacidade de carga de Terzaghi em função do ângulo de atrito
P	Perímetro da fundação
Pa	Peso da camada do solo

P_b	Perímetro da base
P_b	Peso próprio da fundação
P_f	Perímetro do fuste
P_r	Pressão de ruptura
P_s	Peso do solo
P_{sm}	Peso do solo minorado
P_u	Pressão do solo
q	Tensão efetiva na cota de apoio ($\gamma \cdot Z$)
q_0	Sobrecarga uniforme na superfície do terreno
Q_{rt}	Carga de Ruptura
R	Raio da base da fundação
R e R_f	Raios da base e do fuste
R_d	Resistência de Cálculo da fundação
R_{dm}	Resistência do solo minorado
S_b	Área da base
S_c, S_q, S_γ	Fatores de forma da fundação
S_d	Solicitação de projeto calculada para máxima hipótese
S_f	Área da seção do fuste
V	Volume da camada do solo sobre a sapata
V	Volume interno do cilindro (cm^2).
V_c	Volume de concreto
V_e	Volume de escavação
X_0	Profundidade do ponto de rotação do tubulão
α	Ângulo cone de arrancamento
ρ	Massa específica aparente
V_{tc}	Volume do tronco de cone (total)
Z	Altura da camada do solo

ρ_d	Massa específica seca
ρ_s	Massa específica média
σ_s	Tensão de limite de projeto de compressão
σ_{sd}	Tensão de compressão limite de projeto
γ'	Peso específico do reaterro
λ	Ângulo formado entre a base da fundação e a superfície de ruptura do solo
γ'	Peso específico do solo
α	Inclinação da carga resultante
V_{tc}	V

SUMÁRIO

1.0 INTRODUÇÃO	18
2.0 OBJETIVOS	19
2.1 OBJETIVO GERAL.....	19
2.1.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
3.0 JUSTIFICATIVA	19
4.0 REFERENCIAL TEÓRICO	20
4.1 ESTRUTURAS METÁLICAS DE LINHA DE TRANSMISSÃO	20
4.2 TIPOS DE CARREGAMENTOS DAS TORRES.....	21
4.3 ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES.....	21
4.3.1 FUNDAÇÕES APLICADAS EM ESTRUTURAS DE TRANSMISSÃO.....	24
4.4 TIPOS DE FUNDAÇÕES APLICADAS EM LINHA DE TRANSMISSÃO.....	24
4.5 METODOLOGIA DE CÁLCULOS PARA FUNDAÇÕES DE LT.....	29
4.6 RESISTENCIA AO ARRANCAMENTO (TRAÇÃO).....	30
4.7 SAPATAS PARA SOLO DE CATEGORIA 1	34
4.8 SAPATAS PARA SOLO DE CATEGORIA 2.....	36
4.9 METODO DE BRINCH HANSEN (1961)	37
4.10 METODO DE BROMS.....	38
4.11 ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO PARA SAPATAS	41
5.0 GEOLOGIA LOCAL DE ESTUDO.....	42
6.0 PLANO DE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	43
6.1 SONDAGENS A PERCUSSÃO (SPT)	43
6.2 SONDAGENS A TRADO	44
7.0 ESTUDOS DOS SOLOS.....	46
7.1 TIPOS DE SOLOS	46
7.2 CLASSIFICAÇÕES DOS SOLOS QUANTO AO SPT.....	48
8.0 PARÂMETROS GEOTECNICOS PARA DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES	51
9.0 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO	52
10.0 CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO	52
11.0 METODO DE TERZAGHI.....	53
12.0 METODO DE MEYERHOF.....	54

13.0	METODOLOGIA ESTUDO DE CASO: LT 230 KV LAJEADO - PALMAS 56	
14.0	TORRES ESTUDADAS	59
15.0	PERFIL TOPOGRAFICO E CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA LT 230 KV LAJEADO A PALMAS	60
16.0	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	64
17.0	USO DO PENETROMETRO PARA CAPACIDADE DE CARGA NA LT 230 KV LAJEADO A PALMAS	66
18.0	VERIFICAÇÃO DA COMPACTAÇÃO E UMIDADE DO SOLO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E SPEEDY TESTE	71
19.0	CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA VERIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES	76
20.0	PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMETO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO TIPO SAPATA	76
21.0	PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMETO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO TIPO TUBULÃO.....	82
22.0	PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMETO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO SAPATA PRÉ MOLDADA TIPO SAPATA.....	88
23.0	PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMETO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO TIPO PLACA PRÉ MOLDADA.....	92
24.0	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
25.0	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
26.0	ANEXO A – LAUDO DE SONDAGEM À PERCUSSÃO LPAE 06	102
27.0	ANEXO B – LAUDO DE SONDAGEM À PERCUSSÃO LPEL 13.....	103
28.0	ANEXO C – LISTA DE CONTROLE DAS FUNDAÇÕES DA LT 230 KV, C1 E C2 – LAJEADO A PALMAS.....	104
29.0	ANEXO D – FICHA USADA PARA O ENSAIO DE CAPACIDADE DE CARGA COM O PENETRÔMETRO	105

1.0 INTRODUÇÃO

O Tocantins possui 04 (quatro) grandes Usinas Hidrelétricas, que são: Usina Hidrelétrica de São Salvador, Usina Hidrelétrica Luís Eduardo Magalhães, Usina Hidrelétrica do Estreito e Usina Hidrelétrica de Peixe Angical, todas com um potencial energético muito alto. E dessas Usinas saem o transporte de energia que é realizado por linhas de transmissões, essas linhas se estendem por centenas de quilômetros levando energia elétrica para todo o Brasil.

As linhas de transmissões (LT) de energia elétrica é um componente fundamental da infraestrutura e um elemento com a sua importância para o cenário energético de um país, pois possibilita o transporte de energia das fontes geradoras até os centros de consumo. Essa característica é importante em um país como o Brasil, onde a matriz energética é dominada pela energia hidrelétrica.

Essa área é fundamental tanto para atender as necessidades básicas da população, quanto para impulsionar o progresso do país, as LT's tornam-se atrativas para o desenvolvimento de pesquisas que buscam melhorias dos sistemas existentes e para os que ainda serão implantados.

Para esse estudo em especial destacamos a Usina Luís Eduardo Magalhães, situado entre os municípios de Lajeado (TO) e Miracema (TO), onde tem uma potência instalada de 902 MW. A Usina possui uma estação elevadora de voltagem que distribuída pelas linhas de transmissões aéreas chegam até a subestação rebaixadora, onde recebemos a energia elétrica em nossas casas.

Para a construção de uma Linha de Transmissão precisamos levar em conta cinco etapas de um projeto que são; anteprojeto, projeto básico, projeto executivo e como construído. Portanto a fase que mais compete ao engenheiro civil é a fase do projeto básico, pois ele contempla as diretrizes para o projeto executivo que são:

- Plano de Investigações Geotécnicas.
- Critérios de Projetos de Fundações.
- Projeto das Fundações.

As linhas de transmissão são necessárias para conduzir a energia elétrica obtida dessas fontes até o limite dos sistemas de distribuição. As linhas de transmissão, além de transportar a energia gerada, também têm a função de realizar a interligação de múltiplos sistemas de transmissão, possibilitando o intercâmbio de energia e permitindo a continuidade do fornecimento às cargas. A transmissão de

energia pode ser realizada através de linhas aéreas, subterrâneas ou subaquáticas, entretanto a condução convencional mais utilizada é através de linhas aéreas.

Plano de Investigações Geotécnicas – Para a realização dessa diretrizes fazemos uma análise inicial dos tipos de sondagens que deverão ser realizados nesse traçado e os critérios de paralisação e os ensaios que deverão ser mais adequados para aquela região.

A *LT 230 kV Lajeado - Palmas C1 e C2* será construída nos municípios de Miracema, Lajeado e Palmas, com uma extensão de 53,17 km. Ao longo do traçado da LT será mantida uma faixa de servidão de 40 m, sendo 20 m de cada lado do eixo da linha. O mapa de localização da linha de transmissão é apresentado.

2.0 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar o perfil geotécnico e suas aplicações em projetos de fundações na LT 230 KV de Lajeado a Palmas.

2.1.1 Objetivos específicos

- Utilizar os métodos de investigações geotécnicas e sua aplicação em projetos de fundações através dos ensaios com **NSPT**, **Arrancamento**, **Penetrômetro (DCP)**, **Speedy teste** e **cilindro de cravação** em projetos de fundações da LT 230 kV.
- Analisar os resultados dos Ensaios realizados nas estruturas consideradas.
- Comparar os resultados de investigação e ensaios com os valores adotado ao projeto de execução.

3.0 JUSTIFICATIVA

A escolha desta temática de pesquisa se justifica pela importância do Estado do Tocantins está contemplando uma obra de grande porte que soma mais de 80 km de linha de transmissão, levando energia de alta tensão através da sua extensão de rede, proporcionando diversos empregos diretos e indiretos, além de trazer um empreendimento que gera renda e aumenta a demanda de energia no Estado.

Na execução de um projeto de Linha de Transmissão é importante o conhecimento de todas as atividades e etapas que compõe este empreendimento, porém o foco maior deste trabalho vai ser direcionado ao estudo e análise dos solos e

a verificação dos diferentes tipos de fundações que foram executadas na extensão do Linhão da LT de 230 kV.

Portanto este trabalho proporciona um estudo mais amplo, com diferentes resultados e um grau de conhecimento muito maior na parte geomecânica dos solos e fundações, fazendo com que seja possível trabalhar os diferentes tipos de solos de maneira que eu possa ter um conhecimento mais abrangente em relação aos tipos de fundações implantadas para essa obra.

Entretanto este trabalho de pesquisa requer um estudo de campo aprofundado, atendendo todas as normas pertinente que rege a metodologia de execução das etapas dos serviços estudados, pois a porcentagem de erro considerada para esta atividade é mínima. Com todo este apanhado e estudo, obterei um maior conhecimento ao final deste trabalho.

Assim, é preciso que sejam feitos estudos para avaliar as características físicas e mecânicas do solo através de ensaios e como será executado cada tipo de fundações das estruturas, seguindo todas as etapas construtivas e os métodos de execução conforme estabelece as diversas diretrizes e normas.

4.0 REFERENCIAL TEÓRICO

4.1 ESTRUTURAS METÁLICAS DE LINHA DE TRANSMISSÃO

A construção de linha de Linha de Transmissão ela se abrange em 06 (seis) aspectos básicos, sendo que o primeiro é o projeto. Esse projeto ele começa desde a geração, a potência até a carga a ser alimentada, neste projeto temos definido o tipo de linha, tipos de cabos, tipos de fundações, quantidades de circuitos, de para raios, tipos de estruturas de torres que serão implantadas e etc. Depois do projeto temos outra fase que é as fundações. As fundações de uma L.T é a base da torre onde ela vai está ligada ao tipo de solo que essa torre vai estar fixada, dependendo do tipo de solo é que trabalhamos os diferentes tipos de estruturas e fundações.

As torres das linhas de transmissão são classificadas em três tipos:

- **Torres de ancoragem**, também chamada de autoportante, ou chamada de torres de ângulo, são estruturas que suportam um esforço de tração maior que as outras, devido ela resistir a esforços de trações vinda dos cabos condutores que são ancorados em cadeias de isoladores, pois elas são fixadas onde há uma variação no trajeto da linha.

- **Torres de suspensão** suportam esforços verticais e horizontais, e geralmente são fixadas em terrenos com grandes declividades, pois tem a função de suspender os cabos condutores, por isso elas possui alturas maiores que as outras estruturas.
- **Torres Estaiadas** são estruturas metálicas, econômicas e bem mais rápidas para serem montadas, ancoradas em blocos pré moldadas, que são fixadas em trechos retilíneos e são sustentados pelos estais, sendo que sua área de ocupação e bem maior que as outras estruturas.

4.2 TIPOS DE CARREGAMENTOS DAS TORRES

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

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

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

4.3 ESFORÇOS NAS FUNDAÇÕES

Todos os esforços provenientes de montagem, sustentação dos condutores e equipamentos eletromecânicos, esforços devidos à atuação de fenômenos naturais sobre todas as partes das obras, bem como o peso próprio, geram tensões que devem ser absorvidas pelo terreno pelo terreno através das fundações.

É através de um estudo técnico- econômico que determina as linhas gerais da L.T.: potência a ser transmitida, classe de tensão, tipo de corrente, número de circuitos, etc. Consequentemente tem-se uma predefinição do número de bitola de condutores por fase, distâncias de afastamentos, tipos básicos de torres, etc.

O projetista mecânico é que definem os tipos de cabos, dos equipamentos eletromecânicos suspensos e de suspensão, considerações de fenômenos naturais, sobre cargas acidentais e condições de montagem e manutenção da L.T. Como resultado dessas considerações e cálculos é determinado pelo projetista as posições e esforços a serem absorvidos pelas estruturas suportes da linha.

Portanto cabe ao projetista mecânico das estruturas de sustentação da L.T de posse desses dados anteriores, juntamente com o projetista mecânico, projetar as torres e definir os esforços as serem absorvidos pelas fundações.

A responsabilidade de projetar as fundações será do projetista em fundações, ele que considera os esforços que deve absorver, os fenômenos naturais sobre as estruturas de fundações, as características geotécnicas do terreno, e então determinar os tipos de fundações de cada estrutura, projetá-la e detalhá-la. Cada tipo de solicitação transmite um esforço ao terreno. É responsabilidade da estrutura de fundação distribuir tais solicitações, de forma que os esforços transmitidos ao terreno sejam inferiores aos limites das tensões solicitadas.

Os esforços atuantes nas torres de LT são determinadas pela soma dos seguintes fatores:

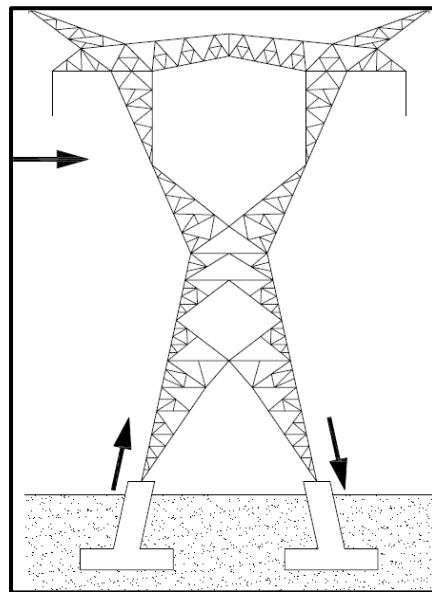
- Força do vento e tração nos cabos condutores e para-raios;
- Peso dos cabos e cadeias de isoladores;
- Força devido ao vento na estrutura
- Peso da própria estrutura;

Essas forças, atuando na estrutura, geram nas fundações os seguintes esforços:

- Vertical de tração;
- Vertical de compressão;
- Horizontal longitudinal;
- Horizontal transversal;

Todas as cargas transmitidas da torre para a fundação se dar através do “stub”, que é uma cantoneira metálica que é concretada parte dentro da fundação, ficando um comprimento livre fora da fundação para ancoragem na torre por ligação parafusada. Nas torres autoportantes, no momento de atuação do vento, dois pês estarão sofrendo esforços de tração, enquanto os outros dois estão sofrendo esforços de compressão.

Figura - 1 - Esforço de tração em solo devido ação do vento



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Enquanto nas torres estaiadas, o mastro central recebe apenas esforços de compressão, enquanto os estais suportam esforços de tração. Os esforços horizontais estão presentes nos dois tipos de torres. As cargas atuantes nas fundações das torres serão fornecidas pela memória de cálculo de projeto das torres. Para o cálculo da fundação, deverá ser adotada a hipótese mais crítica apresentada na memória de cálculo, que gera o maior esforço na fundação.

Todas as fundações deverão ser calculada considerando o seguinte critério de verificação;

$$R_d > S_d$$

Onde;

R_d = Resistencia de cálculo da fundação;

S_d = Solicitação de Projeto calculada para condições de vento máximo ou outras hipóteses de cargas especiais, como por exemplo ruptura dos cabos, majorada do fator 1,1. Este fator de majoração tem como objetivo fornecer um menor risco de falha para a fundação, conforme critérios de coordenação de falha definido pela metodologia IEC 60826.

4.3.1 Fundações aplicadas em estruturas de transmissão

As estruturas de fundações transmitem todos os esforços e carregamentos da superestrutura para o solo de maneira que este solo suporte toda a carga sem se deformar. A sobrecarga poderá ocasionar a deformação excessiva do solo (recalque), levando o comprometimento da LT.

As fundações que serão aplicadas na LT 230 kV Lajeado – Palmas C1 e C2, serão executadas de acordo com as normas da ABNT, sempre em suas últimas revisões, dentro de cada particularidades, no entanto, prevalecendo sempre os termos desta especificação, tendo como principais referências, mais não se limitando a:

ABNT NBR – 6118 – “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento”

ABNT NBR – 6122 – “Projeto e Execução de Fundações”

ABNT NBR – 14932 – “Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento”

TEM NR – 18 – “Condições e Meio Ambiente de Trabalho na Indústria da Construção”

MIR.ET.0004 – Especificação Técnica para Execução de Obra Civil para linhas de Transmissão e Subestações.

4.4 TIPOS DE FUNDAÇÕES APLICADAS EM LINHA DE TRANSMISSÃO

Os tipos de fundações implantadas em Linhas de Transmissão variam em função do tipo de estrutura. As autoportantes e os mastros centrais das estruturas estaiadas podem ter fundações em blocos ou sapatas de concreto, tubulão ou estacas. Já para os estais das estruturas, os tipos de fundações mais empregados são os tirantes ancorados em rochas ou os blocos de concreto em solo. O que definirá a escolha do tipo mais adequado são os esforços aos quais tais fundações são solicitadas, bem como, as características do terreno.

4.4.1 Sapatas de concreto

A norma NBR 6122 - Projeto de Execução de Fundações, define fundação em sapata como sendo um tipo de fundação superficial onde os esforços de tração são absorvidos pela armadura e não pelo concreto. Em linhas de transmissão a utilização das sapatas de concreto armado substituíram o uso das grelhas metálicas (perfis metálicos montados em forma piramidal), as quais vinham apresentando problemas de corrosão em solos mais agressivos. Quanto ao formato, às sapatas podem possuir

espessura contínua ou variável com bases quadradas, retangulares ou trapezoidais. Para caso de estudo de projeto, vamos determinar uma sapata de dimensões quadrada.

Figura - 2 - Sapata executada em solo com nível d'água.



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

Figura - 3 Sapata em solo tipo 1G



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

- **Fundações ancoradas em rochas**

Em linhas de transmissões muitas vezes não é possível fazer fundações somente em solos maciços, sendo que encontramos muitas rochas a poucas profundidades de escavações, então o jeito é fazer uma análise do tipo de rocha e até um ensaio rotativo, para retirada de testemunho da amostra da rocha, vale ressaltar que essa fundação só pode ser feita em rocha sã ou pouco fraturada. Quando encontrado rocha o melhor jeito é aproveitá-la, por isso nessa situação adotamos uma fundação especial chamado de **fundação ancorada em rocha**. Para realizar essa fundação é preciso analisar alguns critérios como:

- Aderência de calda de cimento com a rocha;
- Aderência dos chumbadores com calda de cimento;
- Aderência dos chumbadores com o rochoso maciço
- Arrancamento dos chumbadores, considerando o efeito de conjuntos.
- Armaduras.

Figura - 4 Perfuração em rocha com Rock Drill



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

Figura - 5 - Fundação ancorada em rocha



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

- **Fundações em tubulões**

Trata-se de fundações profundas, de concreto armado de forma cilíndrica, escavada a céu aberto ou mecanicamente, profundidade variável, mas não inferior 4,00 m de profundidade e compactação após sua execução e em locais íngremes permite uma variação dos afloramentos das pernas da torre, adaptando-as à inclinação do terreno, e em casos de rochas facilita a substituição do tipo de fundação.

Este tipo de fundação será utilizado em solos profundos, desde que não ocorra a variação do lençol freático que dificulte a escavação ou instabilidade das paredes da cava com risco de desmoronamento. Poderá ser utilizada em locais com nível d'água (NA) elevado desde que a escavação e concretagem sejam feitas colocando manilhas de concreto como revestimento dos tubulões, ou em período seco e levando-se em conta no seu dimensionamento as características geotécnicas para o solo submerso.

Figura - 6 - Escavação de tubulão em espaço confinado



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

Figura - 7 - Concretagem e alinhamento de stub em tubulão.



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

- **Elementos pré-moldados em concreto armado**

Dentre as fundações que compreende os elementos pré-moldados em concreto armado usado para a linha de transmissão de estudo podemos destacar os seguintes elementos: A Placas Pré- Moldadas em concreto “vigas em L”, Sapatas Pré-moldadas para mastro Central (MC), Haste Ancorada em Rocha e as Placas Moldadas em concreto armado usada para solos com baixa tensão admissível. Este tipo de fundação é considerado raso e de concreto armado, executada por escavação total, onde há necessidade de reaterro da fundação. Na produção desses elementos pré-moldados de concreto devem ser seguidas as recomendações da Norma NBR 9062/2001 – Projeto e execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado, e demais normas pertinentes a atividades.

Figura - 8 - Placa pré moldada "L"



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

Figura - 9 - Placa "L" com haste de arrancamento.



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

4.5 METODOLOGIA DE CÁLCULOS PARA FUNDAÇÕES DE LT

Para dimensionar uma fundação de LT, deve ser levado em consideração três aspectos que devem ser analisados:

- Dimensionamento Geotécnico: Para o dimensionamento geotécnico levamos em consideração o solo como elemento de suporte da fundação, onde consiste na capacidade de carga, na determinação das deformações e por último

consideramos a máxima tensão admissível adotada para a estrutura nas condições consideradas.

- Dimensionamento Geométrico: Para dimensionamento geométrico levamos em consideração a geometria as formas e dimensões da estrutura.
- Dimensionamento Estrutural: Para o dimensionamento estrutural estabelecemos o comportamento da fundação em relação ao ponto de vista estrutural

4.6 RESISTENCIA AO ARRANCAMENTO (TRAÇÃO)

Há vários métodos de cálculos de fundações submetidas à tração, dentre alguns dos mais difundidos, a saber: do tronco de cone; do cilindro de atrito; de Balla (1961); de Meyerhof e Adams (1968); e o da Universidade de Grenoble (BIARREZ; BARAUD, 1968; MARTIN, 1966, 1973), o método que será apresentado, para esse estudo é do tronco de cone ou chamado de arrancamento.

De acordo com Ruffiet (1999), foram realizados vários estudos e ensaios tornando o Método de Grenoble o mais utilizado no Brasil e no mundo, de forma abrangente e confiável, sendo aplicável a praticamente todos os tipos de fundação normalmente utilizados para linhas de transmissão de energia elétrica.

Na realização do dimensionamento do cálculo, o método adota o conceito de profundidade crítica (D_c) da fundação a ser projetada. As fundações são divididas, nesse caso, em dois grupos: as pequenas, com profundidade menor que a profundidade crítica, e as de elevada profundidade, que são mais profundas que a profundidade crítica (GARCIA, 2005).

De acordo com Biarez e Barraud (1968), a estimativa da capacidade de carga para dimensionar uma fundação, isto é, a máxima capacidade de carga (Q_t), será a resultante de esforços atuando acima da área do tronco de cone, formada pela superfície de cisalhamento, sendo aceita, como aproximação, a soma dos estados limites de equilíbrio em área homogeneizada.

O método apresenta os procedimentos separados em estacas cilíndricas, grelhas (placas) e sapatas e tubulões, devido às particularidades inerentes a cada solução. Neste trabalho, vamos buscar somente o procedimento para o cálculo de arrancamento em Placas Pré-Moldadas em Vigas "L". O método é o mesmo para sapatas e tubulões.

Figura - 10 - Execução de ensaio de arrancamento do solo



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

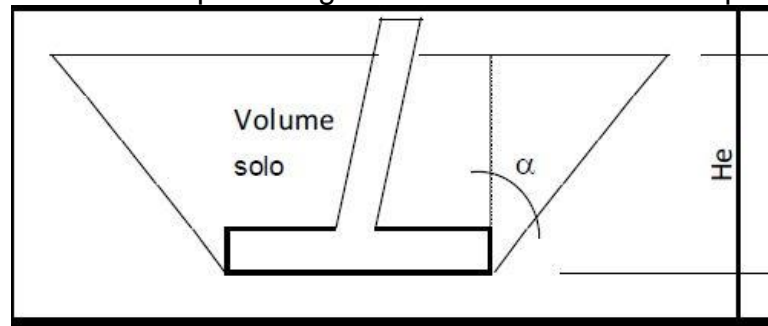
A maioria das fundações de linhas de transmissões são dimensionadas através do arrancamento, que tem uma grande tendência da torre a ser arrancada do solo devido a força do vento na estrutura e nos cabos que quando não bem dimensionada a fundação, a estrutura pode ser arrancada fora do solo. Existem dois métodos mais usados para calcular essa resistência ao arrancamento que são:

- Metodo do Cone
- Metodo de Grenoble

Método do cone: Esse é o método mais simples e visual é imaginário, onde é denominado como a capacidade do solo que é obtida pela soma do próprio peso da fundação e o peso do solo contido sobre a fundação em forma de cone de cone ou de pirâmide. Onde a base menor é a base da fundação, que se abre até encontrar a superfície do terreno, com a geratriz formando um ângulo α com a vertical.

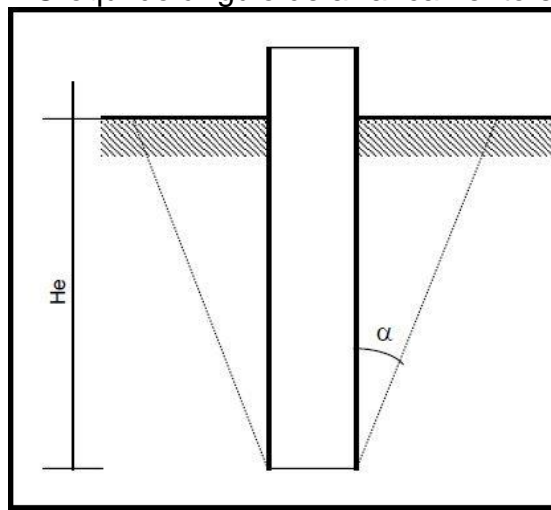
O ângulo α é um valor de empírico, que depende das características do solo e da fundação. Há recomendações práticas para se adotar o valor de α entre 10° e 15° para solos fofos ou poucos consistentes ou de 20° a 25° para solos compactos e resistentes (Paladino, 1985).

Figura - 11 - Croqui do ângulo de arrancamento em sapatas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 12 - Croqui do ângulo de arrancamento em tubulão



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Método de Grenoble: Este é o método mais usual e aprimorado para a previsão da capacidade de carga à tração, desenvolvido na Universidade de Grenoble em uma série de trabalhos teóricos e experimentais.

Para os tubulões com base reta, a carga de ruptura será dada pela resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura somada ao peso próprio da fundação e ao peso aderido à fundação. Para o cálculo desse tubulão devemos considerar três parcelas que são;

- Resistência ao atrito do solo
- Volume do solo deslocado de acordo com o ângulo de arrancamento
- Peso da fundação

Além das parcelas, contabiliza-se a contribuição da sobrecarga, se houver, que incide sobre a superfície. A equação do tubulão é dada por;

$$Q_{rt} = p \cdot D (c \cdot M_c + \gamma' \cdot D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 \cdot M_q) + P$$

Qrt = Carga de Ruptura

P = Perímetro da fundação

D = Profundidade de assentamento

C = coesão

γ' = Peso específico do solo

q_0 = sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

M_c , (M_f+M_g) e M_q os coeficientes de capacidade de carga a tração. Biarez e Barraude (1968), e seu artigo publicado na C.I.G.R.É, fornecem as equações para a determinação dos coeficientes.

$$M_c = (1 + \tan.\lambda.D/2R). (-\tan.\lambda / \phi + (f/H). \cos. \phi (1+\tan. \lambda / \tan. \phi))$$

$$M_q = M_c(\tan. \phi + \tan. \lambda)$$

Para determinar (f / H) , Garcia (2005) apresenta as equações:

$$f/H = \tan(45^\circ + \phi / 2).((\cos.n - \text{sen}\phi.\cos\mu) / (\cos.n + \text{sen}\phi.\cos\mu))$$

$$\mu = - 45^\circ + \phi/2 + \lambda$$

$$\text{sen}(n) = \text{sen}\phi.\text{sen} \mu$$

$$M_\phi + M_\gamma = (1 - \frac{D}{3R}. \tan\lambda).(\text{sen}\phi.\cos(\phi + 2\lambda) / (2.\cos^2.\lambda))$$

D = Profundidade de assentamento

ϕ = Ângulo de atrito

R = Raio da base da fundação

λ = Ângulo formado entre a base da fundação e a superfície de ruptura do solo

Para tubulões sem base alargada, tem se admitido $\lambda = - \phi / 8$ para qualquer tipo de solo. O sinal negativo indica que a geratriz se afasta em relação ao eixo vertical da fundação. Já para o caso de tubulões com base alargada, o método de Grenoble agrupa duas categorias de solos que possuem processo de ruptura distintos.

Tubulão com base reta para qualquer solo:

$$\lambda = - \phi / 8$$

Sapata ou tubulão com base alargada:

1. Solo tipo I considerado solo fraco:

$$D \leq D_c; \lambda = \arctan 0,20$$

$$D > D_c; \lambda = - \phi / 8$$

2. Solo tipo II considerado solo resistente:

$$D \leq D_c; \lambda = -\phi/4$$

$$D > D_c; \lambda = -\phi/8$$

4.7 SAPATAS PARA SOLO DE CATEGORIA 1

Essa categoria engloba solos fracos, argilosos, com alto grau de saturação e ângulo de atrito igual ou inferior a 15° . A inclinação da superfície de ruptura para solos desta classe possuem ângulo $\lambda = \arctan 0,2$ positivo, ou seja, ou seja a superfície de ruptura se fechava ao passo que se aproxima da superfície do terreno. Essa categoria ainda e subdividida em três casos, em função da profundidade crítica D_c . Essa profundidade define um limiar entre distintos mecanismos de ruptura. A profundidade crítica D_c é estimada como sendo:

$5(R-R_f)$, para sapatas circulares ou tubulões

$5(R-b)$, para sapatas retangulares

Sendo:

R e R_f – Os raios da base e do fuste, respectivamente

B – A metade da largura da base

b – A metade da largura do fuste

1. $D \leq D_c$

Para determinar a capacidade de carga para sapatas cuja profundidade D seja menor ou igual a D_c , utiliza-se as mesmas equações usadas nos tubulões sem base, adotando $\lambda = \arctan 0,20$ e substituindo o raio R da base pelo raio equivalente R_e para sapatas retangulares:

$R_e = P_b / 8$, sendo P_b o perímetro da fundação.

2. $D > D_c$

Para determinar $D > D_c$, além da contribuição do solo sobre a base da sapata, tem se um acréscimo da capacidade em virtude da porção do solo aderido no fuste da fundação:

$Q_{rt} = Q_{rt}(\text{base}) + Q_{rt}(\text{fuste})$, sendo:

$$Q_{rt} (base) = P_b \cdot D_c (c \cdot M_c + \gamma' \cdot D_c(M\phi + M\gamma) + (q_o + \gamma'(D - D_c)) + \gamma' \cdot D_c(S_b - S_f))$$

Os coeficientes M_c , $(M\phi + M\gamma)$ e M_q , são determinados da mesma forma que as situações anteriores, porém D será substituído por D_c .

Para a contribuição do fuste:

$$Q_{rt} (fuste) = P_f \cdot (D - D_c)(c \cdot M_c + \gamma'(D - D_c) \cdot (M\phi + M\gamma) + q_o \cdot M_q)$$

Sendo:

Q_{rt} = Carga de ruptura

P_b = Perímetro da base

P_f = Perímetro do fuste

C = Coesão

D_c = Profundidade crítica

D = Profundidade de assentamento da fundação

γ = Peso específico do solo;

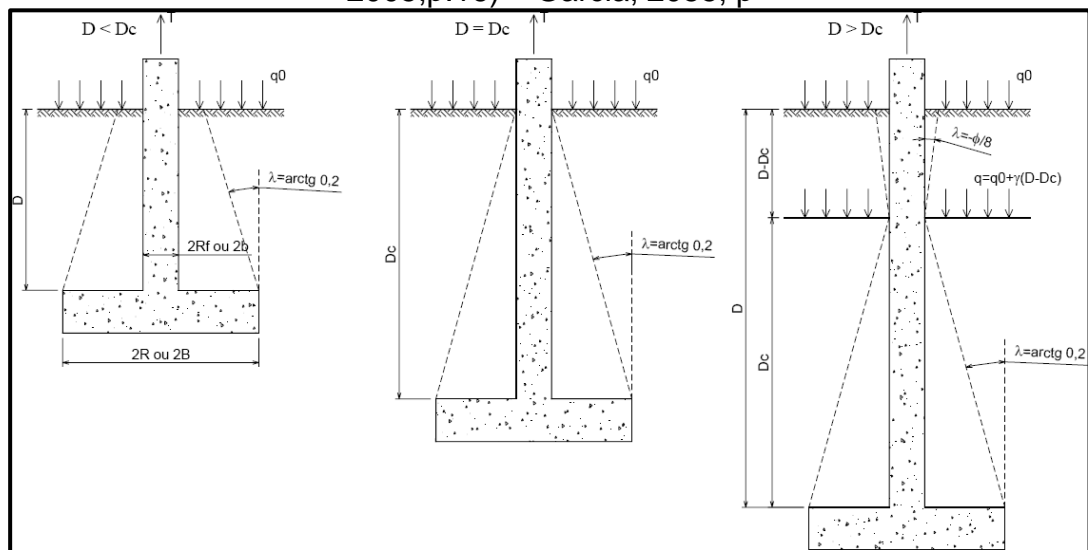
q_o = sobrecarga uniforme na superfície do terreno;

S_b = Área da base;

S_f = Área da seção do fuste

Os coeficientes M_c , $(M\phi + M\gamma)$ e M_q , serão obtidos com as mesmas equações usadas para hipótese de tubulão sem base, com $\lambda = -\phi/8$, D sendo trocado por $(D - D_c)$ e R será utilizado o raio equivalente igual a $P_f / 2\pi$.

Figura - 13 - Formas de ruptura em solos fracos (Grenoble) Martin, 1966 apud Garcia, 2005,p.16) Garcia, 2055, p



4.8 SAPATAS PARA SOLO DE CATEGORIA 2

Essa categoria engloba solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito maior que 15°.

1. $D \leq D_c$

Para solos argilosos:

$$Q_{rt} = P_b \cdot D \cdot (c \cdot M_c + \gamma' D \cdot (M_\phi + M_\gamma) + q_0 \cdot M_q) + P + \gamma' \cdot D \cdot (S_b - S_f)$$

Para o cálculo dos coeficientes M_c , $(M_\gamma + M)$ e M_q , serão obtidos $\lambda = -\phi/4$ e $Re = P_f / 2\pi$. P é o peso da fundação.

$$Q_{rt} = P_b \cdot D^2 \cdot \gamma' \cdot M_\gamma + P + \gamma' \cdot D \cdot (S_b - S_f)$$

$$M_\gamma = -1/2 \cdot \tan \lambda (1 - \tan \lambda / 3 \cdot D/R)$$

2. $D > D_c$

Para capacidade de carga de sapatas em solos resistentes para profundidade $D > D_c$, considera-se, além do peso próprio da fundação, uma parcela de resistência da base e uma parcela de resistência do fuste.

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

$$Q_{rt}(\text{base}) = M(S_b - S_f)(\gamma' D \tan \phi + c)$$

$$\text{Para } e < R - R_f: m = 1 - ((1/2\pi) \times \arcsen(e / (R - R_f)))$$

$$\text{Para } e > R - R_f: m = 0,75$$

Onde e = espessura da base.

Para base circular: $M = 12\pi / (1+6.\tan\phi.(\pi/4 - 2 / \pi)) - 1,6.(1-1,9).$

$(R_f - R)+0,9 \times (R_f^2 / R^2).$

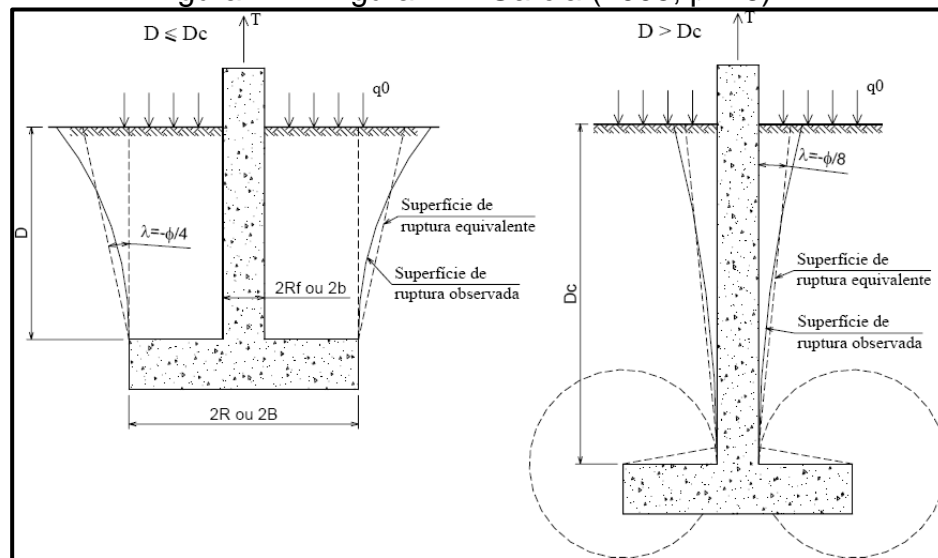
Para base retangular: $M = 4\pi / (1+\pi / \tan. \phi)$

$Q_{rt}(\text{fuste}) = P_f D [c M_c + \gamma' D. (M\phi + M\gamma) + q_o M_q].$

M_c , $(M\phi + M\gamma)$ e M_q , os coeficientes de capacidade a tração serão obtidos $\lambda =$

$-\phi / 8$ e $R_f = R_e = P_f / 2\pi.$

Figura - 14 Figura 14 - Garcia (2005, p. 16)



- **Estabilidade ao Tombamento**

O coeficiente de segurança ao tombamento pode ser definido como a somatória dos momentos estabilizantes e soma dos momentos de tombamento em relação a um ponto pré definido de rotação. Para esta monografia vamos considerar dois métodos;

- Método de Brinch Hansen (1961)
- Método de Broms

4.9 METODO DE BRINCH HANSEN (1961)

Esse método é baseado na teoria de empuxo de terra. No caso para tubulões ele assume a hipótese de que o tubulão é um elemento rígido de topo livre e que o solo mobilizado ao seu redor, pela aplicação do carregamento lateral, gera um

empuxo passivo sobre o tubo. Esse método é eficaz porque considera várias camadas do solo, considerando características diferentes em cada uma das camadas, como peso específico, coesão, ângulo de atrito diferentes.

Figura - 15 - Imagem da Tabela de verificação de estabilidade do tombamento pelo método de Brinch Hansen.

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO																				
Método de Brinch Hansen (1961)																				
												Profundidade da base da sapata: $h_p = 0,00$ m								
												Profundidade do ponto de rotação: $X_o = 0,000$ m								
c a m	profund. Z [m]	espess. camada [m]	parâmetros do solo			pressão vert (p_v) [kgf/m ²]	Diâmetro do tubo d [m]	z / d	z / d (corrig)	K_q	K_c	pressão horizontal à profundid. Z				Forças horizontais		Z_i médio [m]	distância $X_o - Z_i$ [m]	momento $F_i(X_o - Z_i)$ [kgf.m]
			c [kgf/m ²]	ϕ [graus]	γ [kgf/m ³]							$p_2 = p_v \cdot K_q$ [kgf/m ²]	$p_1 = c \cdot K_c$ [kgf/m ²]	$p_1 + p_2$ [kgf/m ²]	p_2 (méd) [kgf/m ²]	F_i [kgf]	$\Sigma F_i - F_h$ [kgf]			
1																				
2																				
3																				
4																				
5																				
6																				
7																				
												$\Sigma F_H = 0$			$\Sigma M = 0$					

Momento no topo do tubo:	kgf.m	Momento resistente calculado:	kgf.m
Força horizontal no topo do tubo:	kgf	Fator de segurança:	<input type="text"/>
Momento solicitante em X_o :	kgf.m	Momento lateral admissível:	kgf.m
Momento ao nível da base:	kgf.m	Majoração de 30% (NBR-8122):	kgf.m

Legenda:

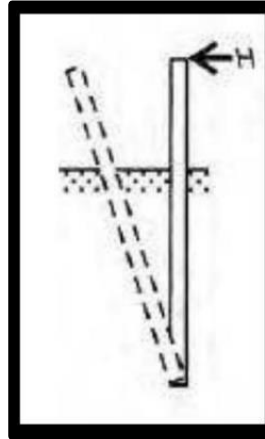
- Valores que devem ser preenchidos (dados de entrada)
- Buscar valores nas abas k_q e k_c de acordo com o valor do ângulo de atrito
- ATENÇÃO! Colocar sinal negativo para F_i abaixo de X_o
- Atingir meta para valor zero, variando a profundidade de rotação

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

4.10 METODO DE BROMS

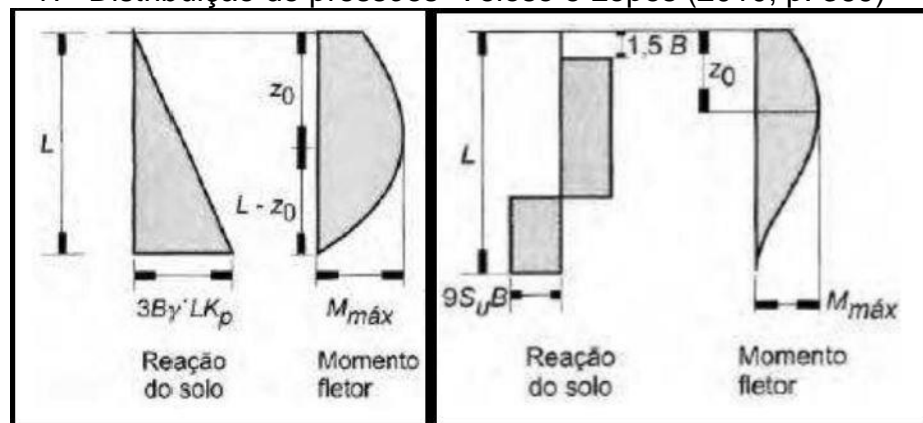
O método de Broms admite que, para tubulões, a ruptura ocorrerá quando a resistência do solo for vencida. Onde as distribuições de pressões e os diagramas de momentos fletores são dependentes do tipo de solo que a fundação está inserida.

Figura - 16 - Veloso e Lopes (2010, p. 368)



Para solos arenosos, a distribuição de pressões é linearmente distribuída, enquanto que, para solos argilosos, a pressão do solo será constante em todo comprimento.

Figura - 17- Distribuição de pressões Veloso e Lopes (2010, p. 369)



Para tubulões com o topo livre em solos arenosos, a pressão do solo a qualquer profundidade é dada como 3 vezes o empuxo passivo proposto por Rankine, ou seja:

$$P_u = 3.D. \gamma. K_p$$

$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

A Carga de ruptura é obtida pela seguinte fórmula:

$$H_u = (0,5. \gamma.D.L^3. K_p) / (e+L)$$

O momento é dado por:

$$M_u = (0,5. \gamma.D.L^3. K_p)$$

Sendo;

P_u = Pressão do solo

H_u = Carga de Ruptura do solo

H_u = Momento de Ruptura do solo

D = Diâmetro do tubulão

L = Comprimento enterrado

e = Altura de aplicação da carga horizontal

γ = Peso específico do solo

K_p = Coeficiente de empuxo passivo

ϕ = Ângulo de atrito do solo

Para solos argilosos, a pressão que o solo exerce será constante e o comprimento inicial de $1,5D$ deverá ser desprezado, pela resistência do solo nessa região por não ser muito significativa.

O momento máximo é dado por:

$$M_{\text{máx}} = 9 / c.D.g^2$$

$$g = \text{raiz} \left(\frac{4.P}{9.c.D} \right) \times (e + 1,5D + 0,5f)$$

$$f = P / (9.c.D)$$

Onde;

$M_{\text{máx}}$ = Momento fletor máximo

f e g = Parcelas do comprimento total do tubulão

O comprimento mínimo enterrado do tubulão será:

$$L = 1,5.D + f + \text{raiz} \left(\frac{4.f}{c} \right) \times (e + 1,5D + 0,5f).$$

Sendo;

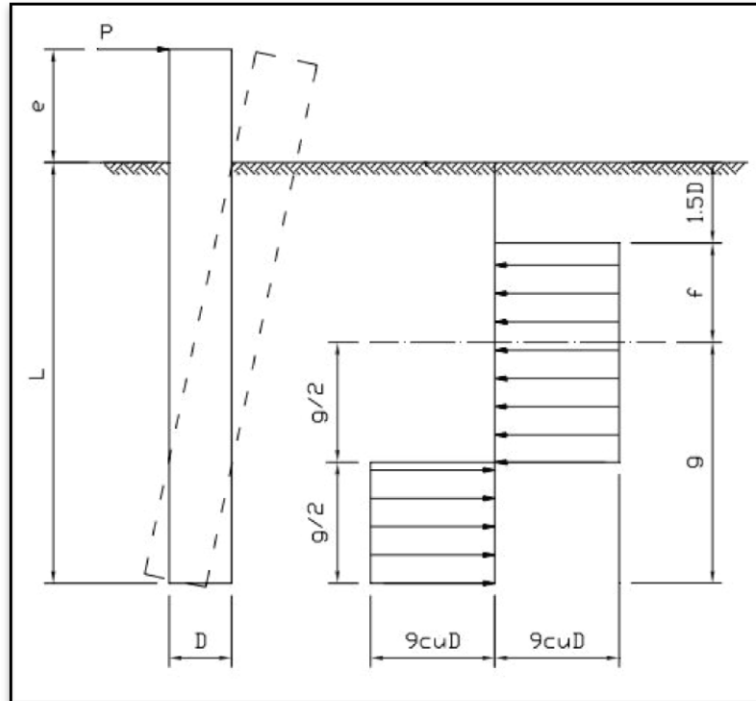
L = Comprimento enterrado

D = Diâmetro do tubulão

e = Aplicação da carga horizontal

c = Coesão do solo

Figura - 18 - Marciel (2006 p. 14)



4.11 ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO PARA SAPATAS

Para dimensionar a estabilidade de uma sapata para LT, deverá ser verificada a tensão máxima atuante no solo, de acordo com a zona que atua a carga de atuação da base da sapata. Para isso acontecer devemos primeiramente calcular a excentricidade para determinar o ponto de atuação da carga e depois é verificada em qual zona de tensão o ponto irá atuar. Esse método divide a sapata em 5 zonas.

Zonas 1,3, 4 e 5: Essas zonas são consideradas as zonas comprimidas da base da sapata, consideradas aceitáveis.

Zona 2: Essa zona é considerada a zona tracionada da base da sapata, considerada não aceitável. Quando ocorre do ponto de atuação da carga cair nesta zona, devemos aumentar a base da sapata.

O ponto de aplicação da carga será determinada pelas coordenadas e_x e e_y , (sempre com sinal positivo). Sendo;

$$e_x = M_x / V$$

$$e_y = M_y / V$$

Sendo;

$$V = P + G$$

V = Carga Vertical

G = Peso da fundação

P = Carga vertical de compressão

M_x = Momento na direção X

M_y = Momento na direção Y

O cálculo da tensão máxima dependerá da zona em que cair o ponto de coordenadas

e_x e e_y .

$$\text{Zona 1: } \sigma_{\max} = \frac{V}{a} \cdot b \left(1 + \frac{6e_x}{b} + 6e_y/a \right)$$

$$\text{Zona 3: } a/12 \left(a/e_y + \text{raiz} \left(\frac{a^2}{e_y^2} - 12 \right) \right)$$

$$tg\alpha = 3/2 \cdot (b - 2e_x)/(s + e_y)$$

$$\sigma_{\max} = 12 \cdot \left(\frac{V}{a \cdot tg\alpha} \right) \cdot \left(\frac{a+2s}{a^2+12s^2} \right)$$

$$\text{Zona 4: } t = b/12 \cdot \left(\frac{b}{e_y} + \text{raiz} \left(\frac{b^2}{e_x^2} - 12 \right) \right)$$

$$tg\beta = 3/2 \cdot (a - 2e_y)/(t + e_x)$$

$$\sigma_{\max} = 12 \cdot \left(\frac{V}{b \cdot tg\beta} \right) \cdot ((b + 2t) \cdot (b^2 + 12t^2))$$

$$\text{Zona 5: } \alpha = \frac{e_x}{b} + e_y/a$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{a \cdot b} \cdot \alpha \cdot (12 - 3,9) \cdot (6\alpha - 1) \cdot (1 - 2\alpha) \cdot (2,3 - 2\alpha)$$

Sendo a = Largura da base

b = Comprimento da base

Verificação;

$$\sigma_{\max} \leq 1,3 \times \sigma_{sd} \text{ (tensão na borda)}$$

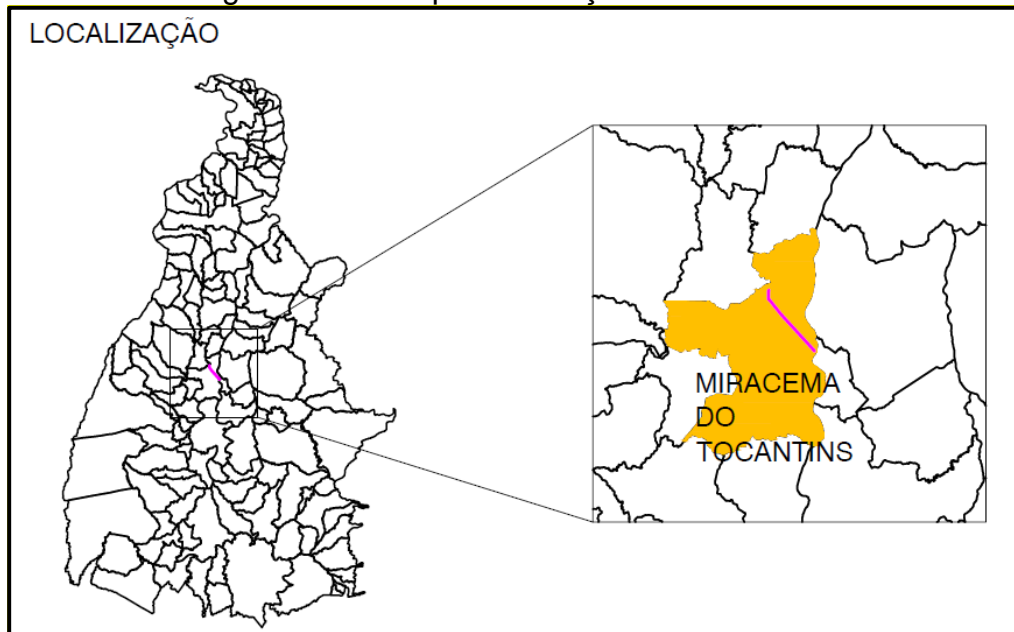
Sendo;

σ_{sd} = tensão de compressão limite de projeto (determinada por Meyerhof).

5.0 GEOLOGIA LOCAL DE ESTUDO

De acordo com estudos e baseados em arquivos digitais disponibilizados pelo banco de dados da SEPLAN (2008) foi feita uma avaliação, tanto da área de influência direta quanto da área de influência indireta, que mostrou que essas áreas são caracterizadas como Bacia Sedimentar do Parnaíba e a Faixa de Dobramentos do Proterozóico Médio e Superior, conforme Mapa Geológico.

Figura - 19 - Mapa localização LT 230 kv.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

6.0 PLANO DE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

Como as LT são obras lineares o primeiro passo é reconhecer visualmente o terreno aonde serão executadas as fundações, levando em conta o seu perfil topográfico e geotécnico, pois irá contar muito para a escolha do tipo de estrutura. Um estudo sobre a geologia no decorrer do trecho por onde se estende a LT, é de suma importância, pois ela nos dar com maior precisão informações sobre a natureza do terreno.

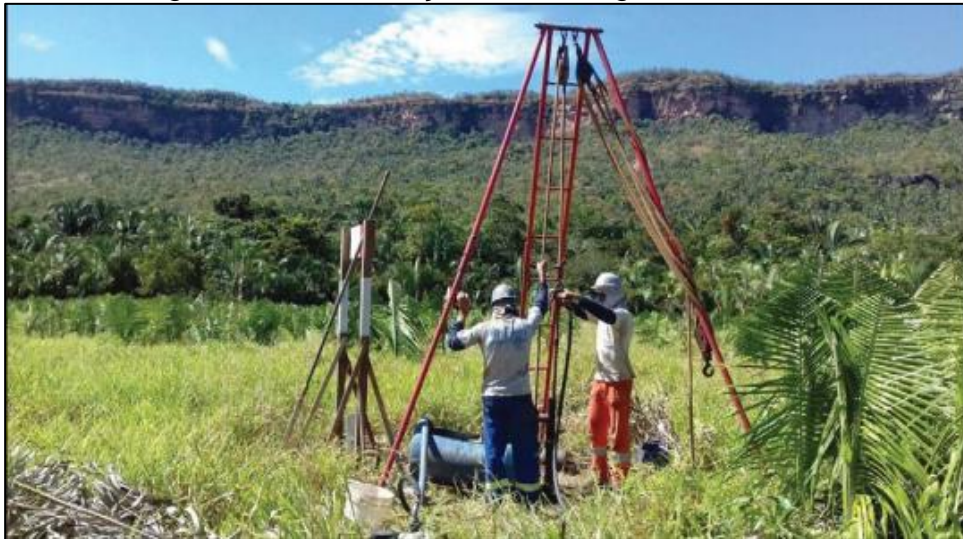
Para ter um estudo mais aprofundado do subsolo inicialmente, o método que iremos trabalhar e mais usado para fazer um reconhecimento das camadas do subsolo é o Ensaio de Penetração a Percussão (SPT), onde é possível através de uma análise tátil-visual feito, então reconhecer o tipo de solo com que iremos trabalhar e projetar nossa fundação.

6.1 SONDAGENS A PERCUSSÃO (SPT)

O SPT são sondagens tipo profundas, que escavam grandes profundidades, seguindo as normas, apesar da grande vantagem, este tipo de ensaio é limitado por algumas interferências, como por exemplo a rocha no qual o aparelho usado não consegue penetrar. Além da caracterização tátil-visual, determinação do nível de água e afloramento de rocha – se houverem; tem-se o parâmetro de resistência ao golpe,

Índice de Resistência à penetração (NSPT) que será de utilizado para a determinação da capacidade de carga do solo. Outra informação que é obtida são os estados de compacidade de solos arenosos e de consistência de solos argilosos. A NBR 6484:2001 fornece essas informações em uma tabela, de acordo com o NSPT encontrado.

Figura - 20 - Execução de sondagem torre 31



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 21 - Ensaio SPT torre 87



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

6.2 SONDAGENS A TRADO

É um método de investigação que utiliza a trado como instrumento de coleta, que é um tipo de amostrador de solo, de baixa e média resistência, constituído por

lâminas cortantes, que podem ser compostas por duas peças, de forma convexa (trado concha) ou única, de forma helicoidal. A Sondagem a Trado é uma perfuração manual de pequeno diâmetro e sua finalidade é a coleta de amostras deformadas para a execução de ensaios de laboratório

A profundidade máxima que deste instrumento é limitada a poucos metros – três metros geralmente, limitado pelo nível de água (NA) e o material escavado. Embora esta sondagem não forneça parâmetros mecânico do solo algum, poderá utilizar-se associado a sondagem SPT intercaladas a fim compor o perfil do subsolo (CHAVES, 2004).

As informações obtidas pelo trado manual são:

- Tipo do solo;
- Profundidade do nível de água;
- Afloramento ou fragmentos de rocha;

Figura - 22 - Sondagem a trado torre 33



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 23 - Sondagem a trado em solo fraco torre 67



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

7.0 ESTUDOS DOS SOLOS

Como as linhas de transmissão percorrem grandes extensões de terreno, se faz um estudo geotécnico para tipificar, e caracterizar os solos. E como as fundações das torres são construídas nas mais diversas profundidades, e nos mais diversos tipos de solos e de rochas, torna-se primordial o conhecimento das características mecânicas desses últimos.

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

7.1 Tipos de solos

Para determinarmos as fundações de LT, é preciso primeiramente conhecer os tipos de solos que estamos lhe dando. Para análise geral dos solos dentro da engenharia temos três tipos principais denominados como: Solos argilosos, Solos Siltosos e os Solos arenosos que além de sua granulometria, analisamos também seu comportamento, destacaram cada um desses solos, logo abaixo.

Solos Argilosos (argila): Este tipo de solo é o mais fino encontrado na natureza, o tamanho de sua partícula corresponde a 0,00001 mm, invisível a olho nú. Esses grãos tem um tipo de ligação chamada atômica, por conta dessa ligação molecular esse solo é denominado como coesivo, por possuir essa determinada característica e pode ir desde ao estado líquido até o estado plástico semi-sólido e sólido, esse solo pode

passar por todos os estados sem mudar muito suas características físicas e químicas. A argila tem uma resistência muito grande, desde que não esteja em contato com a água.

Figura - 24 - Escavação em solos argilosos



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Solos Siltosos (Silte): O Silte pode ser identificado como um elo perdido entre a areia e a argila, sendo que em um determinado momento ele se comporta como argila e em outro momento como areia, porém ele solo é mais granuloso que argila e não possui a ligação atômica, portanto ele passa por quase todos os estados menos o estado plástico, há não ser que neste solo se encontre uma alta concentração de argila para obter uma certa coesão entre as partículas. O solo do tipo silte é pouco encontrado no seu estado puro, geralmente ele se encontra em solos do tipo arenosos e argilosos, podendo ser chamado de uma argila siltosa ou silte argiloso, também pode ser classificado como areia siltosa ou silte arenoso. Em geral o silte faz a composição com a areia e a argila, podendo ter um comportamento com os dois tipos de solos.

Figura - 25 -Escavação em solos siltosos



Solos Arenosos (Areia): Os solos arenosos é um solo permeável e tem uma particularidade em relação à argila, devido ela não possui uma ligação atômica em nenhum momento. Portanto a areia possui uma característica particular para manter a instabilidade desse solo. A areia é dividida como fofa, compacta e muito compacta, por isso a importância de estudar a sua compactação, por isso a importância e se fazer o ensaio de compactação. A ligação que a areia tem entre as partículas é chamada de ângulo de atrito, fazendo com que essas partículas se mantem instabilizadas por atrito, além disso, esse solo possui uma alta capacidade de resistir a esforços.

Figura - 26 - Escavação em solos arenosos



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

7.2 Classificações dos solos quanto ao SPT

Como o método usado pela empresa para classificação dos nossos solos será os ensaios realizados através do ensaio padronizado de penetração (SPT), irei abordar as diferentes classificações de acordo com as amostragens e identificação

dos diferentes horizontes do solo e uma previsão de tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações com outras propriedades geotécnicas.

Em primeiro momento a aplicação do SPT consiste na simples determinação do perfil do subsolo, por meio da comparação das amostras obtidas de forma tátil-visual padrão com as medidas de resistência à penetração. O sistema de classificação para determinação do tipo de solo através da tabela dos estados de compactidade e de consistência recomendado pela NBR 7250/1982 é baseado em medidas de resistência a penetração.

Tabela 1 - Classificação dos solos (Norma – NBR 7250)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco fofa (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e Silte argiloso	≤ 2	muito mole
	3 a 5	mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	> 19	dura (o)

Tabela 1 - Avaliação dos Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E (t/m ²)	v
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E' (t/m ²)	v
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

a. Determinação dos parâmetros do solo

Os parâmetros geotécnicos utilizados nos projetos em fundações de linhas de transmissões podem ser estimados com base nas sondagens SPT, utilizando algumas das seguintes metodologias.

- Sondagens;
- Ensaios;
- Através de correlações e tabelas;

Tabela 2 - Tabela Solos granulares e coesivos estudo e aplicações práticas de fundações para linha de transmissão, (Rubens Ashcar, e Carlos Alberto Laureano)

NSPT	Descrição	Coesão (kgf/cm ²)	ϕ (graus)	γ_{solo} (tf/m ³)	α (graus)
<2	Argilas e siltes argilosos consist. muito mole	<0,125	-	1,6	14
2-4	Argilas e siltes argilosos consist. mole	0,125-0,25	-	1,6	14
4-8	Argilas e siltes argilosos consist. média	0,25-0,50	-	1,8	20
8-15	Argilas e siltes argilosos consist. rija	0,50-1,00	-	1,8	20
15-30	Argilas e siltes argilosos consist. muito rija	1,00-2,00	-	1,8	25
>30	Argilas e siltes argilosos consist. dura	>2,00	<25	1,8	25
<4	Areia e siltes arenosos fofa	-	25-30	1,6	14
4-10	Areia e siltes arenosos pouco compacta	-	30-35	1,6	14
10-30	Areia e siltes arenosos medianamente compacta	-	35-40	1,8	20
30-50	Areia e siltes arenosos compacta	-	40-45	1,8	25
>50	Areia e siltes arenosos muito compacta	-	>45	1,8	25

b. Coesão

Para estimativa da coesão, Teixeira e Godoy – 1996 sugere a seguinte correlação com o índice de resistência a penetração (N) do SPT. $C = 10N$ (Kpa)

- ÂNGULO DE ATRITO

Para determinar o ângulo de atrito ϕ , Godoy – 1993 sugere a seguinte correlação empírica com o índice de resistência a penetração (N) do SPT: $\phi = 28^\circ + 0,4N$.

- PESO ESPECÍFICO

Para estimar o peso do específico do solo e não havendo ensaios de laboratório podemos usar as tabelas de correlações empíricas de Godoy - 1972, onde é determinada de acordo com índice de resistência a penetração (N) SPT, de acordo com a NBR 7250/82.

Tabela 3 - Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972)

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 4 - Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972)

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

8.0 PARÂMETROS GEOTECNICOS PARA DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

Antes que se possa dimensionar qualquer fundação é utilizada parâmetros de resistências ao cisalhamento do solo como o ângulo de atrito interno (Φ') e intercepto coesivo (c'), bem como o índice físico peso específico natural do solo (γ_n). Esses parâmetros podem ser obtidos por meio de ensaios de laboratório e de campo (AZEVEDO, 2011).

Conforme os estudos obtidos em Mecânica dos Solos, o peso específico natural do solo (γ_n) é definido numericamente como o peso total do solo (P), dividido pelo seu volume total (V). O ensaio mais comum para a determinação do peso específico natural do solo *in situ* é o método do cilindro de cravação, que é padronizado no Brasil pela norma ABNT NBR 9813 (1987). O método consiste basicamente na cravação, no solo, de um molde cilíndrico de dimensões e peso conhecidos. O volume do solo será igual ao volume interno do cilindro e seu peso igual ao peso total subtraído do peso do cilindro.

Seguindo as normas pertinentes estes serão os ensaios que iremos utilizar para o desenvolvimento do nosso trabalho.(DISTRINCHAR)

- Ensaio Padronizado de Penetração SPT;
- Ensaio com Penetrômetro;

- Ensaio Teor de Umidade com Speedy Teste
- Ensaio Carga de Tração (Arrancamento);

9.0 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO

Os métodos de dimensionamento de fundação para essa dissertação contemplam os métodos em que estão apresentados: dimensionamento de fundações superficiais à compressão pelo método de Terzaghi e Meyerhof; dimensionamento de fundações superficiais à tração pelo método de Grenoble e método do cone; procedimentos de cálculos e equações para sapatas e tubulões à tração do método de Grenoble e do cone; e considerações gerais sobre o método de Grenoble de previsão de capacidade de carga da tração.

10.0 CAPACIDADES DE CARGA DO SOLO

Estabilidade a Compressão

As fundações para LT são dimensionadas pela hipótese de arrancamento, então começamos calculando para verificar se o solo suporta os esforços de arrancamento(tração), obtendo esses resultados de cálculo, obtemos as dimensões da base e a profundidade da fundação, então a partir dessa análise conseguimos calcular as dimensões da fundação para suporta o arrancamento.

Quando calculado a resistência o arrancamento partimos para a segunda hipótese que mais dimensiona uma LT que é a do tombamento. E por último dimensionamos a instabilidade a compressão, onde dificilmente a fundação não passa na verificação de compressão, devido sua carga de atuação ser muito baixa, só em caso de solos muito fracos no que teríamos que aumentar a base ou aprofundar a fundação. Para calcular a carga de compressão atuando sobre o solo da fundação devemos levar em conta três fatores muito importantes para chegar a carga total de compressão:

- Carga de compressão encontrada na memória de cálculo da torre.
- Peso da fundação.
- Peso do solo do reaterro.

A resistência a compressão é obtida pela seguinte formula:

$$R_d = A_b \times \sigma_{sd}$$

Onde;

A_b = Área da base

σ_{sd} = Tensão de compressão limite de projeto

A solicitação de compressão é a soma da carga de compressão com o peso da fundação.

Verificação: $R_d \geq S_d$

11.0 METODO DE TERZAGHI

O dimensionamento e a análise de esforços à compressão são apresentados de forma sucinta com base em um dos métodos mais utilizados nos cálculos de fundações superficiais à compressão, a saber, o consagrado método de Terzaghi (VELLOSO e LOPES, 2012). Esse método é aplicado, principalmente, para esforços de compressão com esforços horizontais menores que a tensão resistente do solo. A tensão sobre o solo é resultante do quociente entre o carregamento vertical e a área da base da fundação, conforme a Equação 4, e coeficientes de capacidade de carga de Terzaghi apresentados na TABELA 3.

$$\sigma_{res} = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

Onde:

σ_{res} – capacidade resistente à compressão;

$1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$ – Função do próprio peso

$c \cdot N_c \cdot S_c$ – Coesão do solo;

$q \cdot S_q \cdot (N_q - 1)$ – Função da profundidade

q – Tensão efetiva na cota de apoio ($\gamma \cdot Z$)

γ – peso específico do solo;

B – Menor Largura da fundação;

N_c, N_q, N_γ – coeficientes de capacidade de carga de Terzaghi em função do Ângulo de atrito (Φ).

S_c, S_q, S_γ – Fatores de forma da fundação.

De acordo com Terzaghi (1943) *apud* Velloso e Lopes (2012), a fundação, para ser considerada superficial, deve possuir largura de $2B$, igual ou maior que sua profundidade D , da base da fundação. Se essa condição for satisfeita, pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga $q = \gamma D$.

Conforme Terzaghi (1943) *apud* Velloso e Lopes (2012), o tipo de ruptura geral, apresentada na TABELA 3, refere-se à solos de resistência média a elevada,

enquanto que a ruptura local ocorre em solos considerados fracos, de baixa resistência.

Os parâmetros de intercepto coesivo (c'), peso específico natural (γ) e ângulo de atrito interno (Φ'), necessários para a obtenção dos parâmetros N_c , N_q , N_γ , são obtidos a partir de investigações geotécnicas.

Tabela 5 - Coeficiente de capacidade de carga de Terzaghi

Φ (°)	Ruptura geral			Ruptura local		
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1	0	5,7	1	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35	23,7	11,7	9
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

12.0 METODO DE MEYERHOF

Como a capacidade de carga é considerada a tensão que provoca ruptura do maciço do solo em que a fundação se encontra embutida. Depende do tipo de solo e da geometria da fundação. Quanto mais seco o solo, maior a capacidade de carga. As fórmulas para determinar a capacidade de carga é considerado um instrumento bastante eficaz.

Para estudarmos a formulação de Meyerhof, que leva em consideração as referências de; Homero Pinto Caputo – Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 2, Editora Livros Técnicos e Científicos Ltda.

Os ensaios foram feitos em modelos reduzidos utilizando discos metálicos de diâmetros iguais a 2, 5 e 10 cm. Os testes realizados em areias foram descritos por MacDonald (1963 apud DIAS, 1987, p. 20) e Adams e Hayes (1967 apud DIAS, 1987, p. 20). Ensaio semelhante foram executados em argilas saturadas e estão descritos nos trabalhos de Spence (1965 apud DIAS, 1987, p. 20) e Adams e Hayes (1967 apud DIAS, 1987, p. 20).

Neste método a capacidade de carga considerada para os tubulões como a soma da capacidade da base como uma parcela de carga absorvida pelo atrito ao longo da sua superfície lateral.

$$P = P_b + P_a$$

$$P_r = (c \cdot N_c + \gamma \cdot h \cdot N_q) \cdot S_c \cdot d_c$$

Já para as sapatas, consideramos a contribuição da sobrecarga.

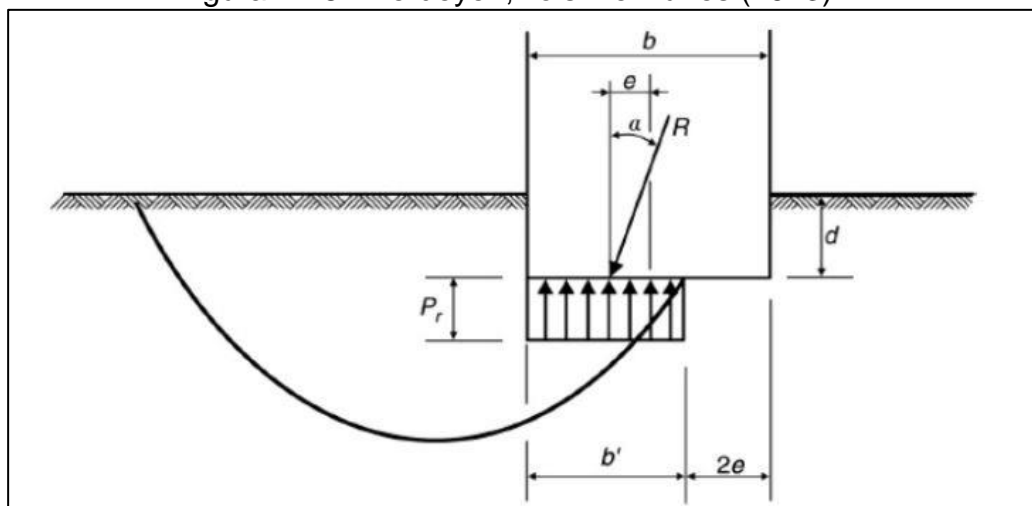
$$P = P_b + P_a + P_d$$

$$P_r = S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \gamma \cdot d \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b' \cdot N_\gamma$$

Figura - 27 - Meyerhof (1963)

$N_c = (N_q - 1) \cot \phi;$ $N_q = N_\phi e^{\pi \tan \phi};$ $N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi);$	Fatores da capacidade de carga com $N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ e ϕ o ângulo de atrito interno
$s_c = 1 + 0,2 N_\phi (b/l);$ $s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 N_\phi (b/l) \rightarrow (\phi > 10^\circ);$	
$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{N_\phi} (d/b);$ $d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{N_\phi} (d/b);$	Coeficientes de profundidade
$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2;$ $i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2.$	

Figura - 28 - Verdeyen, Roisin e Nunes (1973)



P_r = Pressão de ruptura

b = Largura da base da fundação

e = Excentricidade

α = Inclinação da carga resultante

$b' = b - 2e$

l = Comprimento da base da fundação

γ = Peso específico do solo

c = Coesão

d = Profundidade

13.0 METODOLOGIA ESTUDO DE CASO: IT 230 KV LAJEADO - PALMAS

Para a construção de uma Linha de Transmissão o seu custo é muito alto devido a sua complexidade e por ser considerada uma obra de grande porte. A etapa de execução dos serviços da fundação corresponde a 20% do custo total da obra. Já com os projetos de fundações e as investigações geotécnicas o custo corresponde menos de 1% do valor total da obra.

Então se analisarmos bem, podemos observar que esses dois percentuais podem ser inversamente proporcionais, ou seja se investirmos em um projeto de qualidade e investigações geotécnicas bem executadas, conseguimos reduzir o custo de nossa obra consideravelmente. Para uma investigação insuficiente que não fazemos um plano de sondagem adequado ou tipos de sondagens necessários o preço dessa obra pode onerar em torno de 30% o custo de execução das fundações.

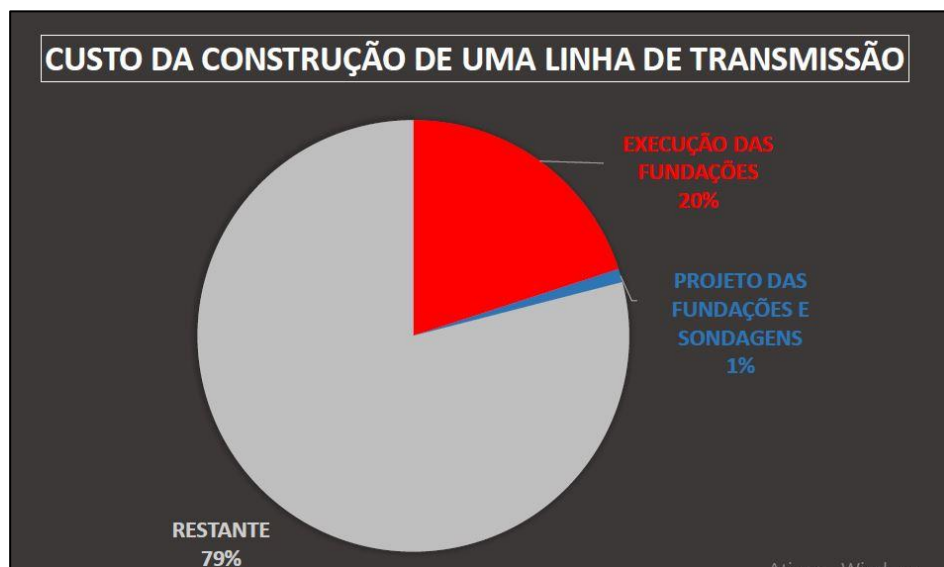
Para acontecer um aumento tão relevante do custo da obra, o projetista sem um número adequado de informações para projetar com segurança e exatidão as fundações ele toma algumas medidas como:

- Parâmetros dos solos mais conservadores, com fundações maiores, aumentando o volume de concreto e escavação.
- Necessidade de redefinição da fundação durante a execução, após a escavação pode ser encontrado outro tipo de solo levando um maior tempo para a construção e nesse caso tempo é dinheiro.
- Na falta de um bom plano de sondagens, e em favor da segurança o projetista projeta a fundação para o pior caso.

Para não acontecer imprevistos na hora da execução de nossas fundações devem levar em conta alguns pontos fundamentais como:

- Investir em investigações geotécnicas confiáveis como; empresa, projetistas, construtora de LT.
- Contratar projeto com qualidade para não ter surpresa na hora da execução, não levando em conta apenas o menor preço.
- Contratar empresa qualificada para execução da obra, com pessoas treinadas, porque obras de LT tem uma particularidade e por isso tem que saber como fazer certo.
- Investir em qualificação dos profissionais que irão executar a obra, projetar as fundações e fazer o acompanhamento da obra.

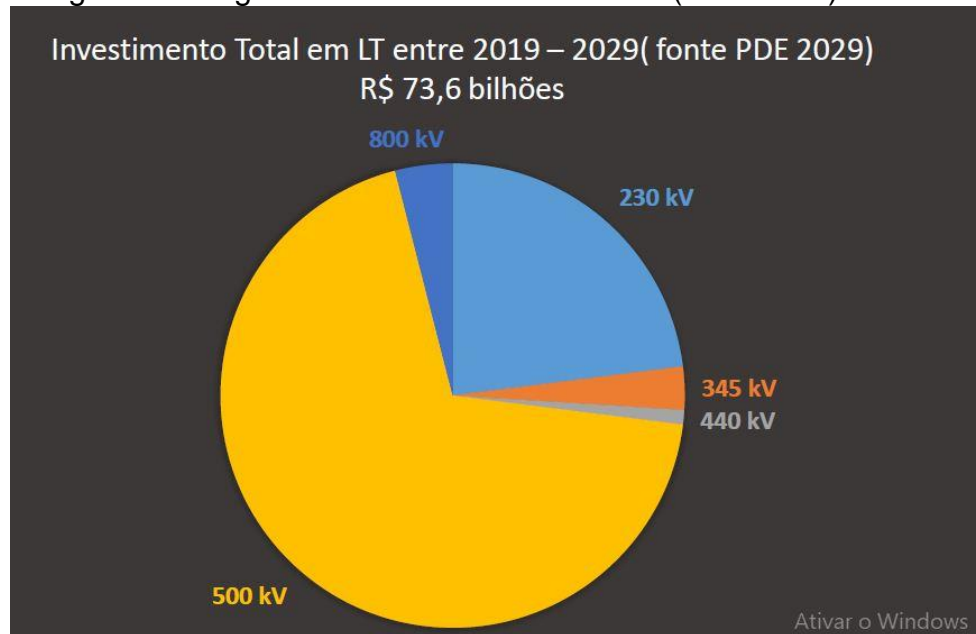
Figura - 29 - Gráfico de custo fundação (PDE 2029)



Fonte: PDE (2019)

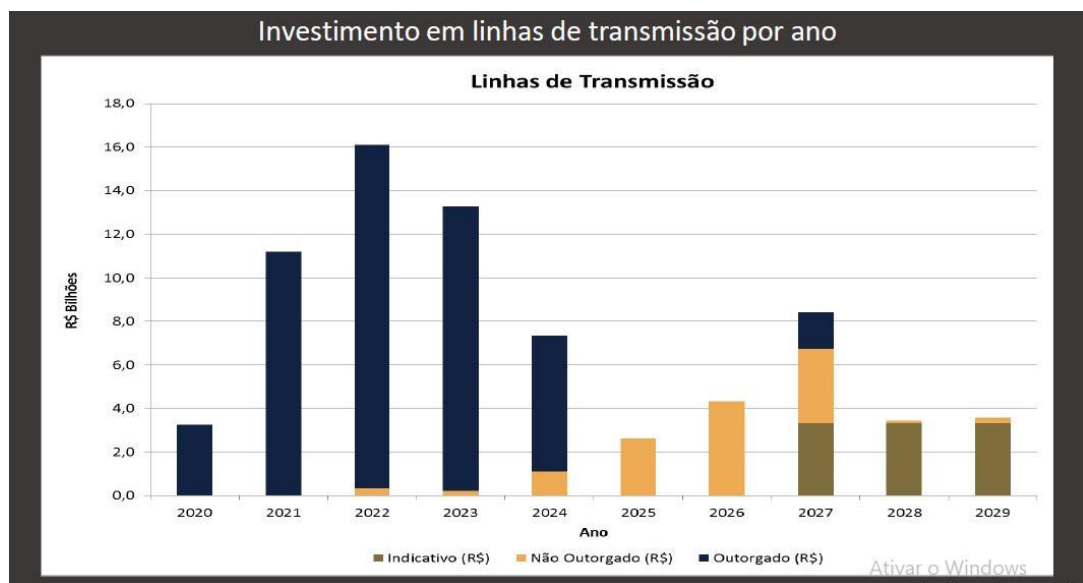
Até 2029 segundo o Plano Decenal de Expansão de Energia (PDE) está previsto um investimento de 73,6 bilhões de reais em construção de LT e os maiores investimentos estão sendo previstos para os próximos anos, onde as contratantes irão precisar de mão de obra qualificada, então vale a pena investir nessa área e se qualificar para essa demanda que vai surgir e nessa área da engenharia não se tem muitos engenheiros qualificados para lidar com estes tipos de serviços.

Figura - 30 - gráfico de investimento em LT (PDE 2029)



Fonte: PDE (2019)

Figura - 31 - gráfico em investimento por ano (PDE 2029)



Fonte: PDE (2019)

As justificativas para implantação da *LT 230 kV Lajeado - Palmas C1 e C2* nos municípios de Miracema do Tocantins, Lajeado e Palmas, objeto desse relatório, se baseiam em estudos elaborados pela Empresa de Planejamento Energético (EPE), os quais apontaram que, para atender com eficiência o significativo crescimento do mercado consumidor da região de Palmas, seria necessário definir reforços às instalações existentes. Atualmente o atendimento às cargas de Palmas é feito pelo Sistema de distribuição em 138 kV da Rede ENERGISA/CELTINS, insuficiente para

atendimento da Capital em caso de contingência de um dos circuitos, devido à extensão e baixos níveis de tensão na região.

Dessa forma, a solução encontrada visando-se o melhor desempenho técnico, econômico e ambiental, constituiu-se da implantação da *LT 230 kV Lajeado - Palmas C1 e C2*.

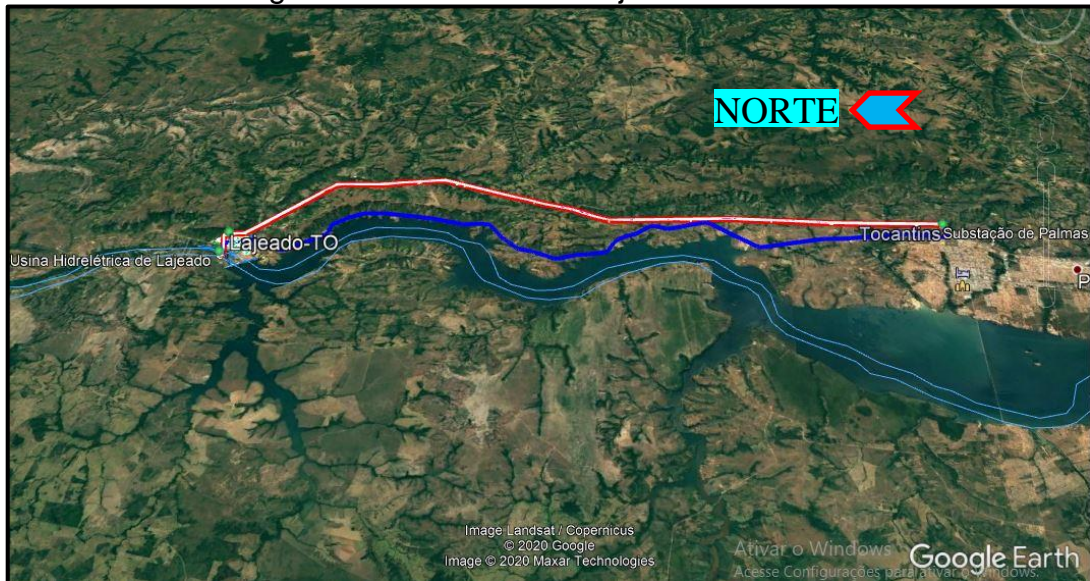
14.0 TORRES ESTUDADAS

A linha de transmissão 230 kv, circuito duplo que vai de Lajeado a Palmas e possui com uma extensão de 53.187,85 metros com um total de 115 torres dispostas em 04 tipos diferentes: LPAE – Estrutura Lajeado a Palmas com Ancoragem Especial, LPAT – Estrutura Lajeado a Palmas com Ancoragem Terminal, LPSP – Estrutura Lajeado a Palmas com Suspensão pesada e LPEL – Estrutura Lajeado a Palmas Estaiada Leve, sendo 92 torres estaiadas e 23 torres autoportantes. Para objeto de estudo, serão analisadas três torres da LT 230 KV, como parâmetros para chegar nos objetivos específicos desta monografia, conforme descrições e desenhos da silhuetas das torres.

- LPAE – Torre 06
- LPEL – Torre 13
- LPAT – Torre 24

As hipóteses de carregamentos que foram adotadas pelo projetista estão descritas no anexos abaixo. As solicitações que serão utilizadas estão foram retiradas da memória de cálculo da torre. Para análise estrutural as torres estudadas foram submetidas a uma velocidade máxima, correspondente a um tempo de retorno de 250 anos.

Figura - 32 - LT 230 kv Lajeado a Palmas



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

15.0 PERFIS TOPOGRAFICO E CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA LT 230 KV LAJEADO A PALMAS

Para um engenheiro começar a pensar em projetar as fundações de uma LT, é de suma importância que este conheça o perfil do terreno e o tipo de solo em que será implantada as estruturas em toda a extensão da LT. Então foram utilizadas coordenadas X, Y e Z para a construção do perfil topográfico e a planta na extensão da linha de transmissão, contendo todas as informações necessárias para a locação das torres.

Todos os projetos de plantas e perfil são documentos essenciais para o engenheiro projetista de fundações para a definição onde haverá os pontos de sondagens, pois mostra os tipos de terrenos, vegetações e planícies que serão explorados durante a execução da LT.

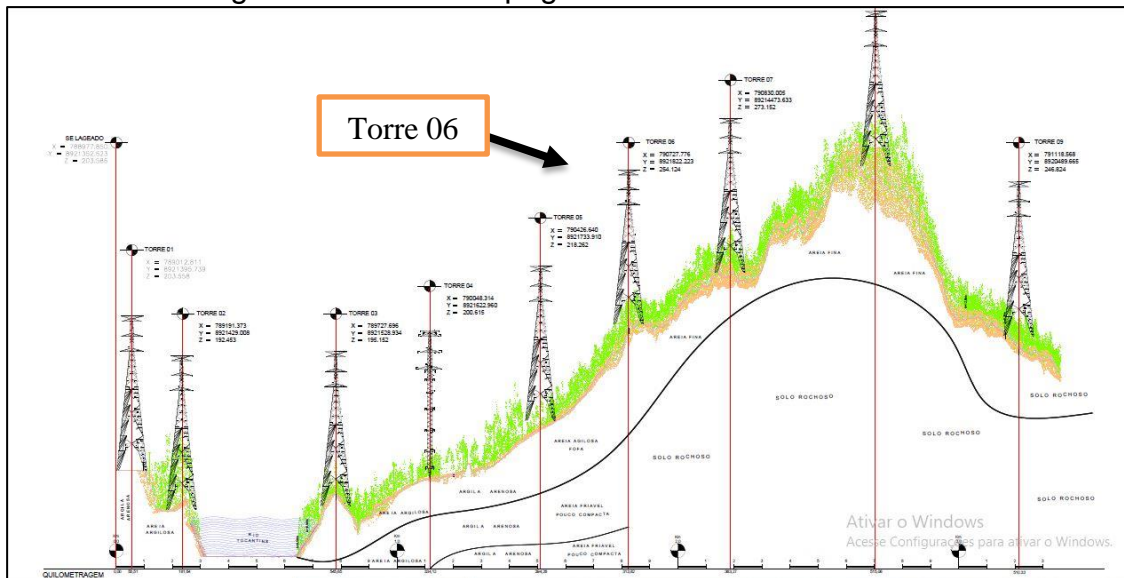
Através da planta e perfil definidos que os projetistas tiveram primeira noção aonde seriam locados fundações especiais e criar um plano de sondagens para a linha. Ao longo da extensão da LT, foram encontrados terrenos rochosos, arenosos, argilosos, rios, pântanos, vegetações Logo abaixo se encontra definido os perfis de cada torre estudada e a estratificação dos solos de acordo com laudos de sondagens e do projeto topográfico MIR.DS.L2.91.0093.

Tabela 6 - Coordenadas de referência das torres de estudo.

Torre Nº	Coordenadas			Cota de Referência
	X	Y	Z	
6	790.727,776	8.921.822,223	254,124	200
13	792.472,091	8.919.254,850	213,033	200
24	796.523,346	8.915.558,903	249,775	200

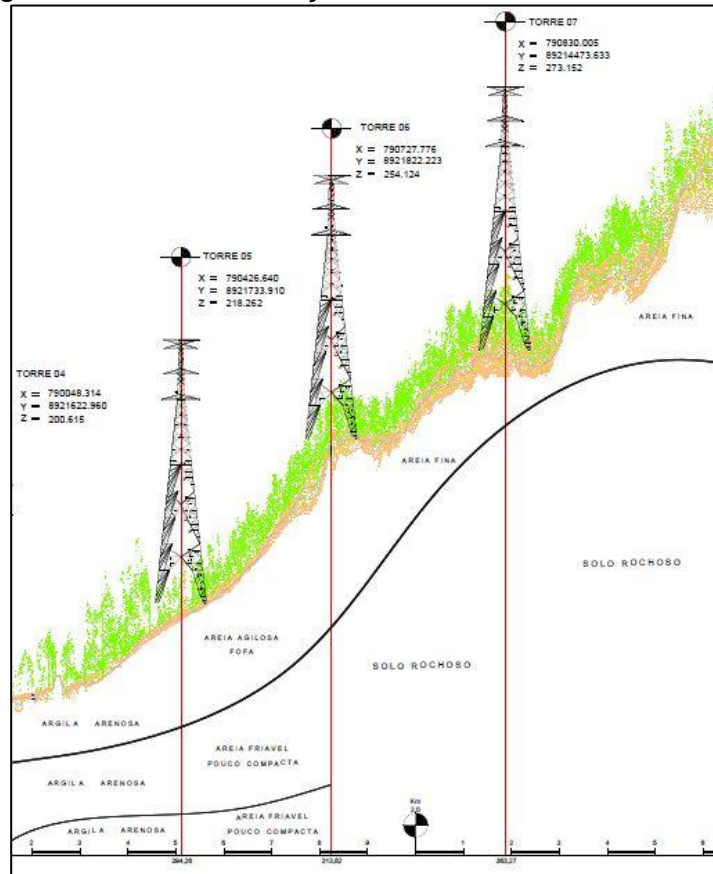
Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 33 - Perfil topográfico da torre LPAE 06



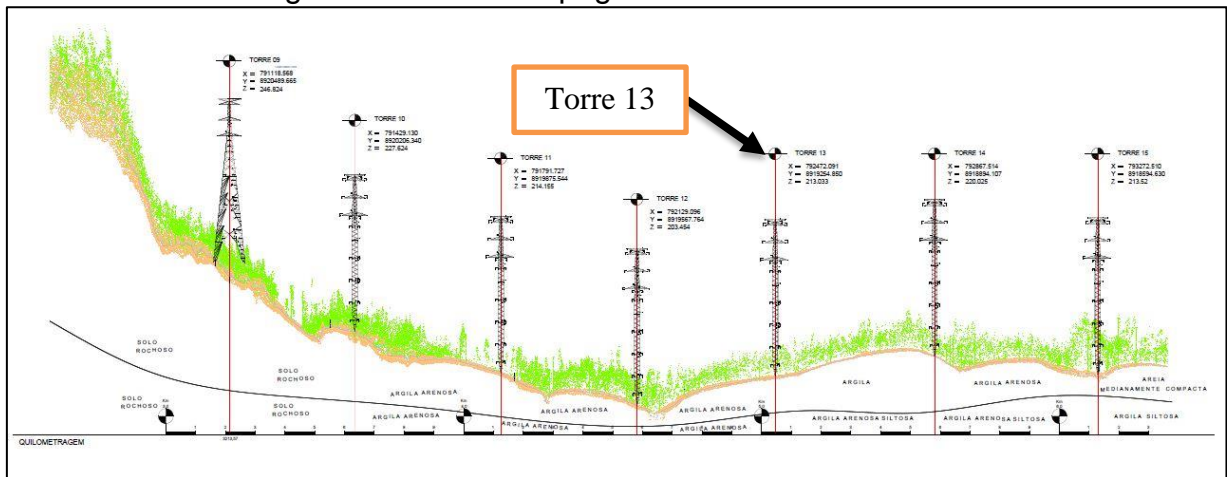
Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 34 - Estratificação do solo da torre LPEL 06



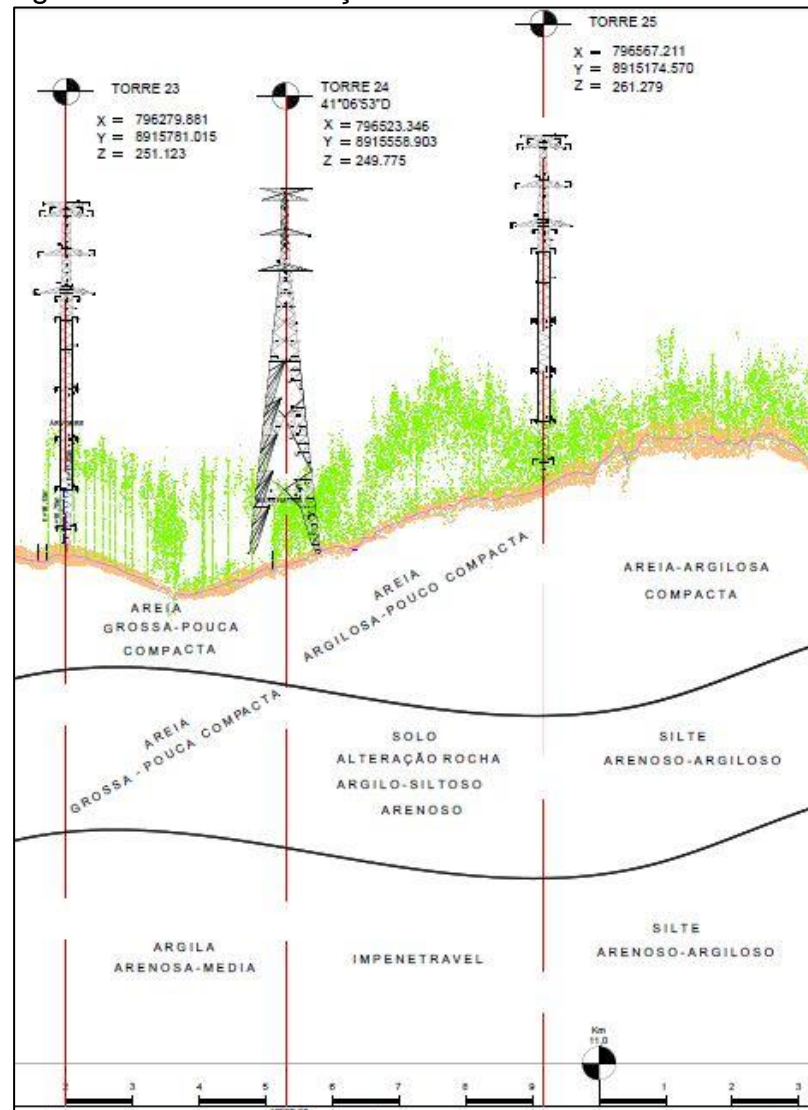
Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 35 - Perfil topográfico da torre LPEL 13



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 38 - Estratificação do solo da torre LPAT 24



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

16.0 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Quando determinamos um plano de investigação geotécnica para LT, é preciso que o traçado preliminar já esteja definido, indicamos assim os tipos de sondagens que serão realizados para aquela linha de acordo com os tipos de terrenos e solos encontrados. A partir daí determina os tipos de ensaios que serão realizados em campo ou laboratório a fim de identificar as camadas dos solos e substrato permitindo definir o modelo de comportamento do terreno de fundação e os valores dos parâmetros geotécnicos.

Os parâmetros geotécnicos que serão adotados neste trabalho em específico, foram adquiridos a partir de correlações dos Nspt das sondagens à percussão da investigação do subsolo feitas ao longo da LT, que foram de 127 pontos de sondagem a percussão com um total de 596,63 metros de perfuração. Nos laudos de sondagem

mostra que os perfis das seções geológicas-geotécnicas indicando as características dos solos perfurados e as profundidade dos níveis de água ao longo do traçado terá muita grande variedade de solos de boa resistência e com baixas profundidades. Os laudos de investigações geotécnicas das camadas do solo mostram que o perfil do terreno tem muita incidência de areias argilosas e pedregulhos, pelo fato da linha ser construída em regiões que existem muitas montanhas. Nas análises tátil visuais constatou presença de solos com tons marrons, marrons escuro, cinza, cinza claro, vermelho escuro, vermelho, amarelo e presença de rocha de origem. Depois de realizadas todas as análises geotécnicas foi possível classificar o solo em 10(dez) classes diferentes para os diversos tipos de solos, de acordo com a composição, resistência e qualidade do solo, abaixo segue descrita a classificação:

- Solo Tipo 1A – (Areia argilosa – média a rija) e peso esp. = 1600 kgf/m³
- Solo Tipo 1AS – (Areia argilosa Submersa – média a rija) e peso esp. = 1000 kgf/m³.
- Solo Tipo 1G – (Argila areno – siltosa – média a rija) e peso esp. = 1700 kgf/m³.
- Solo Tipo 1GS – (Argila areno – siltosa submersa – média a rija) e peso esp. = 1000 kgf/m³.
- Solo Tipo 2A – (Areia argilosa – fofa a média) e peso esp. = 1400 kgf/m³
- Solo Tipo 2AS – (Areia argilosa submersa – fofa a média) e peso esp. = 1000 kgf/m³.
- Solo Tipo 2G – (Argila arenosa – mole a média) e peso esp. = 1500 kgf/m³
- Solo Tipo 2GS - (Argila arenosa submersa – mole a média) e peso esp. = 1000 kgf/m³
- Solo Tipo 3 – (Rocha sã ou pouca fraturada) e peso esp. = 2200 kgf/m³
- Solo Tipo 3S – (Rocha sã ou pouca fraturada submersa) e peso esp. = 2200 kgf/m³.

Como um dos objetivos específicos pretendidos no início, foi possível verificar e classificar os solos de acordo com os métodos de investigações geotécnicas através dos ensaios com NSPT. As fundações dimensionadas para o a LT 230 kV serão do tipo profunda e rasa. Foram apresentadas diferentes tipos de fundações para essa obra, levando em consideração principalmente o tipo de solo, havendo fundações com diferente profundidades ao longo do trecho da LT. Para fundações do tipo rasa

serão dimensionados sapatas para a torre LPAE de nº 6, mastro central e placa “L” LPEL de nº 13 e tubulão do tipo profundo para a torre LPAT de nº 24.

17.0 USO DO PENETROMETRO PARA CAPACIDADE DE CARGA NA LT 230 KV LAJEADO A PALMAS

O Penetrômetro é um dispositivo de ação mecânica do solo, que tem a função através da cravação da ponta cônica analisar a resistência à penetração do solo. O penetrômetro pode ser estático ou dinâmico. Os DPL dinâmicos são utilizados através de golpes de martelo, enquanto nos DPL estáticos a sua penetração ao solo se dar através de cargas constantes feito à mão.

Para fazer esse tipo de ensaio com esse dispositivo existem algumas particularidades em relação ao solo, como por exemplo; O solo não pode conter rochas na base de sua fundação, no momento do ensaio; devido o dispositivo acusar que para esse solo em análise o material seria impenetrável, e em solos com teores de umidade muito alto ou saturados, onde o dispositivo iria acusar uma penetração profunda com uma carga aplicada muito baixa.

Na LT 230 KV, foi determinado a resistência do solo através do penetrômetro estático anel dinamométrico, onde sua penetração se dar através da pressão exercida sobre o solo. O ensaio foi usado em todas as torres com fundações do tipo estaiadas e torres com fundações do tipo sapatas, com o objetivo de obter a capacidade de carga do solo.

Figura - 39 - Ensaio com uso do penetrômetro para determinação da capacidade de carga do solo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

O objetivo desse ensaio além de obter a tensão admissível do solo também era fazer a comparação entre a tensão de projeto calculada pelo projetista e a tensão calculada através do penetrômetro, sendo que sempre se tinha valores inferiores ao de projeto, era preciso colocar placas de concreto antes do assentamento dos mastros centrais e melhorar a resistência do solo a penetração para fundações com sapatas, ou seja a tensão calculada tinha que ser sempre igual ou superior a tensão de projeto.

Figura - 40 - Colocação de placas em solos fraco tipo I



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Para fazer uma comparação entre a Resistência a Penetração (RP) adquirida através do penetrômetro usado na LT de estudo e a tensão de projeto calculada pelo projetista, e para demonstrar os resultados de ensaios adquiridos vamos usar as torres 06 e 13 para calcular a RP através do DPL. Em campo foi utilizado uma planilha para recolher os valores de acordo com cada profundidade em cm registrada no manômetro, na qual será utilizada também para as hipóteses de cálculo desse trabalho. Antes da execução dos cálculos para chegar a tensão admissível do solo, será demonstrado o procedimento de execução do ensaio e a sequência de cálculo para chegar nesses valores.

A execução deste ensaio é realizado seguindo os seguintes critérios:

- É cravado a haste da penetração do aparelho com uma certa pressão no solo, onde a primeira cravação chamada de (P1) é realizada no centro da escavação e a segunda cravação chamada de (P2) em um raio de 1,5m de distância do centro da escavação.
- A conta do solo ensaiado deverá ser a mesma de assentamento da fundação.
- Aplicar a primeira carga até a profundidade de 2cm, anotando o valor aferido pelo manômetro.
- Registrar o valor numérico indicado no relógio a cada profundidade indicada na tabela.
- Será considerado impenetrável, quando não se observar mais a penetração do equipamento do solo.
- Caso o resultado do ensaio de capacidade de carga do solo, apresentar um valor inferior ao valor informado em projeto, será executado a recompactação do solo até que até atingir a resistência de projeto.

Para determinação da capacidade de carga aplicada ao solo a formula de cálculo utilizada será:

$$Carga = 0,0346 \times Média \text{ de deslocamentos} \times 1000$$

E para calcular a tensão admissível do solo devemos considerar a área do cone fixada na haste de 8,92 cm e formula utilizada será:

$$\sigma_{adm} = \frac{carga}{area \text{ do cone}}$$

Na planilha abaixo usando o valores de campo e as formulas descritas logo acima é possível obter resultados favoráveis para a execução da fundação e observa-se que mesmo a sondagem a percussão apresentando um resultado impenetrável ao amostrador por ser um terreno montanhoso e rochoso, conforme quadro abaixo, após a escavação com uma profundidade de 3,20m conforme projeto para a o assentamento da base da fundação foi possível fazer o ensaio com o penetrômetro chegando aos resultados satisfatório, conforme mostrado em planilha.

Figura - 41 - Laudo de sondagem da torre LPAE 06

								
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT								
NBR 6484/01								
CLIENTE: I.G. Transmissão e Distribuição de Energia S/A				SONDAGEM À PERCUSSÃO				6
OBRA: LT 230kV Lajeado – Palams C1 e C2				INÍCIO: 30/06/2017	TÉRMINO: 30/06/2017	ZONA: 23K		
LOCAL: Palmas - TO				COTA: 0,00	COORD. N: 8.920.490	E: 791.119		
PROFUNDIDADE	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:		NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO	
				Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m				
				DESCRIÇÃO DO MATERIAL				
			0,89	AREIA FINA, FRIÁVEL, COR MARROM				TC 0,89
1,00				IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR				
2,00				NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.				
3,00								
4,00								

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

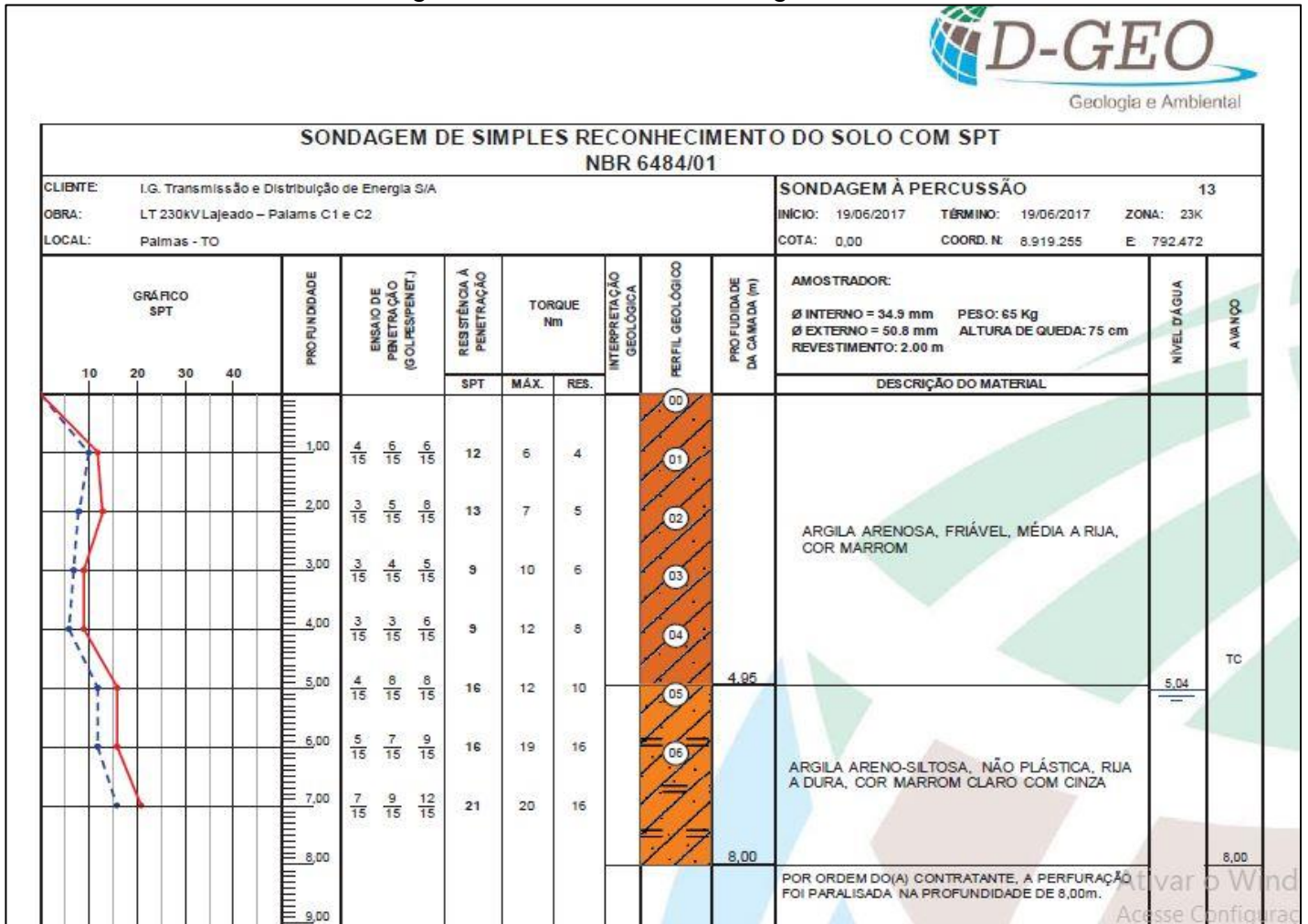
Tabela 7 - Resultados de ensaio com uso do penetrômetro torre 06

TORRE 06 - FUNDAÇÃO TIPO SAPATA						
PROFUND	PÉ A					
	P1	P2	MÉDIA	CARGA	TENSÃO	PROJETO
2 cm	1,336	1,455	1,396	48,284	5,41	2,42
3 cm	1,804	1,980	1,892	65,463	7,34	
4 cm	2,102	2,267	2,185	75,584	8,47	
5 cm	N.P	2,911	0,000	0,000	0,00	
10 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
15 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
20 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
PROFUND	PÉ B					
	P1	P2	MÉDIA	CARGA	TENSÃO	PROJETO
2 cm	1,545	1,947	1,746	60,412	6,77	2,42
3 cm	2,037	1,905	1,971	68,197	7,65	
4 cm	1,958	1,845	1,902	65,792	7,38	
5 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
10 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
15 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
20 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
PROFUND	PÉ C					
	P1	P2	MÉDIA	CARGA	TENSÃO	PROJETO
2 cm	0,830	2,08	1,455	50,343	5,64	2,42
3 cm	1,710	N.P	N.P	N.P	N.P	
4 cm	2,150	N.P	N.P	N.P	N.P	
5 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
10 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
15 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
20 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
PROFUND	PÉ D					
	P1	P2	MÉDIA	CARGA	TENSÃO	PROJETO
2 cm	1,260	0,490	0,875	30,275	3,39	2,42
3 cm	1,510	1,110	1,310	45,326	5,08	
4 cm	0,540	1,190	0,865	29,929	3,36	
5 cm	1,710	0,710	1,210	41,866	4,69	
10 cm	2,630	1,320	1,975	68,335	7,66	
15 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	
20 cm	N.P	N.P	0,000	0,000	0,00	

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Para a torre LPEL 13 que foi classificado como um solo do tipo (1G) – argila arenoso –siltosa de média a rija, usando os mesmos cálculos, conforme mostrado no laudo de sondagem e mostrou boa resistência quanto a capacidade de carga em relação aos resultados obtido no ensaio realizado na cota de assentamento da fundação.

Figura - 42 - Laudo de sondagem LPEL 13



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tabela 8 - Resultado de ensaio com penetrômetro torre 13

TORRE 13 - FUNDAÇÃO TIPO SAPATA PRÉ - MOLDADA						
PROFUND	MASTRO CENTRAL					PROJETO
	P1	P2	MÉDIA	CARGA	TENSÃO	
2 cm	1,92	N.P	N.P	N.P	N.P	5,84
3 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
4 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
5 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
10 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
15 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	
20 cm	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

18.0 VERIFICAÇÃO DA COMPACTAÇÃO E TEOR DE UMIDADE DO SOLO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E SPEEDY TESTE

Depois que a fundação da LT é concluída, é realizado o último ensaio que é de compactação do solo que este é um dos serviços mais importante para garantir com

êxito à hipótese de dimensionamento a tração da estrutura. Este ensaio de compactação serve para a verificação de análise de projeto adotado de acordo com o peso específico atribuído a cada tipo de solo quando adotado os parâmetros para a execução da fundação no início da obra. O ensaio de compactação não muito diferente do ensaio com penetrômetro faz comparações com peso específico do solo adotado em projeto com peso específico encontrado através dos resultados pelo método do cilindro de cravação padronizado pela NBR 09813/87.

O ensaio foi realizado em todas as torres da linha de transmissão 230 kv, sendo escolhido ao caso um dos pés da torre para execução dos ensaios para as torres autoportantes e ao lado do mastro central para as torres estaiadas. Este método contou com o auxílio do autor deste trabalho para capacitar a equipe para a realização do ensaio como mostra na figura abaixo.

Figura - 43 - Ensaio do teor de umidade e compactação do solo com Speedy teste e método de cravação do cilindro



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 44 - Ensaio com Speedy teste e cilindro de cravação.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

O Speedy Teste outro método usado para determinar o teor de umidade do solo foi usado para complementar o ensaio na determinação do peso específico do solo. Este método seguiu duas normas a DNER-ME 052/94 que determina o método do Speedy e a NBR 6547 que prescreve o método para a preparação das amostras do solo para o ensaio de compactação e caracterização.

Para a execução desse ensaio foi seguido alguns critérios, conforme as normas relatado acima;

- Os NBR 9813/2016 – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação.
- NBR 16097 – Determinação do teor de umidade - métodos expeditos de ensaios.
- Massa específica no ponto será determinada $\rho = \frac{M2-M1}{V}$
- Massa específica aparente seca será determinada por: $\rho_d = \frac{\rho_s}{1+w}$
- ρ_s Massa específica; $M2 - M1$
- Teor de umidade $w\%$ consultado através da tabela peso/pressão do Speedy Teste.
- $M1$ massa do cilindro vazio (g).

19.0 CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA VERIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Para dimensionar uma fundação temos que levar em consideração as três hipóteses de dimensionamento que são; arracamento, tombamento e compressão. Para a segurança no dimensionamento da fundação da estrutura devemos levar em consideração sempre o caso mais crítico. Então para o caso do dimensionamento da compressão do solo, devemos sempre considerar o peso máximo e para o dimensionamento do arrancamento considerar sempre o peso mínimo da fundação e o máximo valor de tração sempre a favor da segurança, e quanto a estabilidade ao tombamento sempre considerar os valores máximos das seções transversais e longitudinais levando em conta a variação de altura do afloramento que vai de 0,20 a 1,40 metros de altura.

As cargas das estruturas das fundações receberam o tratamento especificado pela EP de FURNAS (2003), Majoração de cargas oriundas das superestruturas em 1,1 e minoração de 0,9 para a verificação à arrancamento e majoração de 1,1 para verificações de compressão do solo.

20.0 PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO TIPO SAPATA

Essa fundação foi projetada para ser utilizada na torre LPAE nº 06, tendo sua aplicação prevista em um solo tipo (1A) Areia argilosa – média a rija, impenetrável a pouca profundidade, com presença de pedras soltas ou rocha. Os parâmetros característicos desse solo são apresentados logo abaixo.

A fundação calculada para esta torre levou em consideração a hipótese de carregamento apresentada na memória de cálculo do quadro abaixo, porém os resultados apresentados na memória de cálculo são apenas para as hipóteses mais críticas, com intuito de verificar se a fundação considerada para essa torre consegue passar no critério geral de verificação que é; $R_d \geq S_d$

Tabela 12 – Parâmetros característicos do solo LPAE 06

Parâmetros característicos do solo	
Peso específico natural do solo	$\gamma = 1600 \text{ kgf/m}^3$
Peso específico do reaterro da fundação	$\gamma = 1600 \text{ kgf/m}^3$
Ângulo de atrito interno do solo	$\varphi = 35^\circ$
Ângulo cone de arrancamento	$\alpha = 20^\circ$
Coesão	$C = 0,25$
Capacidade de carga do solo pela formulação de Meyerhof	
$P_r = (s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c) + (s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \gamma \cdot d \cdot N_q) + (1/2 \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b' \cdot N_\gamma)$	
$P_r = (1,74 \times 1,38 \times 1,0 \times 0,25 \times 46,12) + (1,37 \times 1,18 \times 1,0 \times 0,16 \times 3,20 \times 33,30) + (0,5 \times 0,16 \times 1,37 \times 1,19 \times 1,0 \times 3,20 \times 37,15)$	
Tensão de limite de projeto de compressão	$\sigma_s = 28,18 \text{ kgf/cm}^2$
Fator de segurança global $F = 3,00$	
Tensão limite de compressão	$\sigma_{sd} = \frac{\sigma_s}{F} = 9,39 \text{ kgf/cm}^2$
Tensão de compressão limite de projeto (na borda)	
$\sigma_s \times 1,3 = \sigma_{slim\text{sb}} = 12,21 \text{ kgf/cm}^2$	
Tensão limite do solo no reaterro	$\sigma_s/2 = 4,70 \text{ kgf/cm}^2$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

- **Dimensões da Fundação**

Obs: Todos os dados foram tirados do projeto de fundações da LPAE 06, projeto de nº 0207.

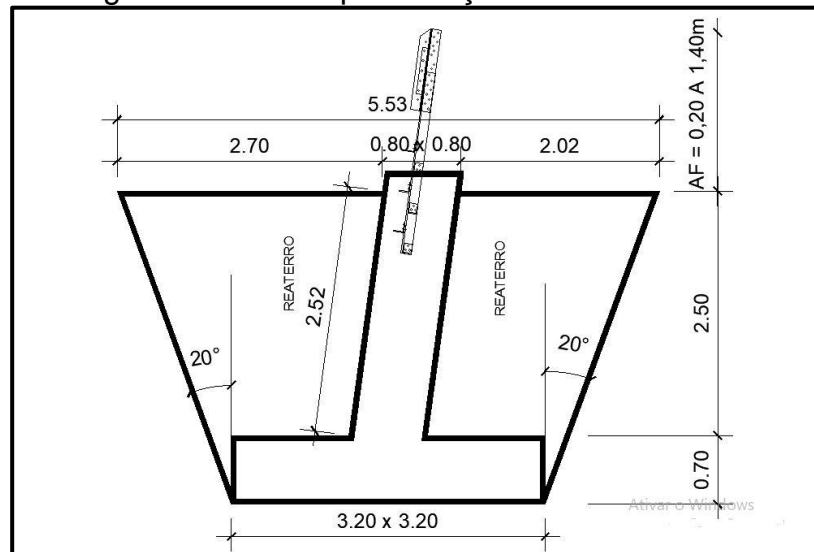
Tabela 13 - Dados da fundação Torre LPAE 06

Dados de entrada	
Seção da base da sapata	$c_s \times l_s = 320 \times 320 \text{ cm}$
Seção do fuste	$c_f \times l_f = 80 \times 80 \text{ cm}$
Altura da base da sapata	$h_s = 45 \text{ cm}$
Altura mínima da fundação	$H_t = 340 \text{ cm}$
Altura máxima da fundação	$H_t = 460 \text{ cm}$
Fuste fora do solo mínimo	$ff_s = 20 \text{ cm}$
Fuste fora do solo máximo	$ff_s = 140 \text{ cm}$

Profundidade mínima de escavação	He = 320 cm
Volume de escavação	Ve = 32,768 m ³
Volume de reaterro	Vr = 23,68 m ³
Volume de concreto mínimo	Vc = 8,90 m ³
Volume de concreto máximo	Vc = 9,66 m ³

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 45 - Croqui fundação torre LPAE 06



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

- **Quadro de hipótese de máxima tração retirada da memória de cálculo da torre.**

Tabela 14 - Valores retirados da memória de cálculo da torre 06

CARGAS ATUANTES NA FUNDAÇÃO		
CARGAS MÁXIMAS TRANSMITIDAS PELA TORRE		
	Cargas na direção do montante	Cargas na vertical
Longitudinal	F _{lm_d} = 377 kgf	F _{lv_d} = 7.360 kgf
Transversal	F _{tm_d} = 549 kgf	F _{tv_d} = 10.028 kgf
Tração	F _{m_d} = 56.312 kgf	F _{v_d} = 55.068 kgf
CARGAS DE PROJETO DA FUNDAÇÃO (Majoradas de 1,1)		
	Cargas na direção do montante	Cargas na vertical
Longitudinal	F _{lm_d} = 415 kgf	F _{lv_d} = 8.096 kgf
Transversal	F _{tm_d} = 604 kgf	F _{tv_d} = 11.031 kgf
Tração	F _{m_d} = 61.943 kgf	F _{v_d} = 60.574 kgf

Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

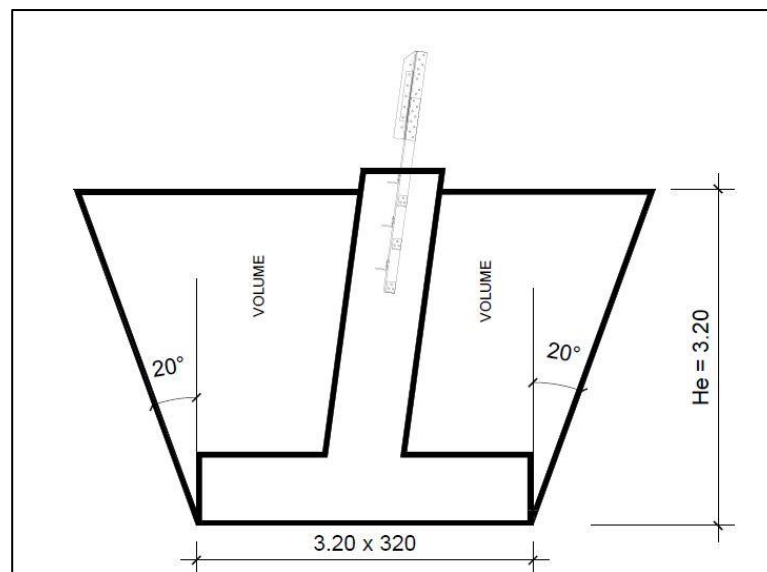
- **Verificação ao Arrancamento pelo método do Cone**

Tabela 15 – Dados dimensionamento ao arracamento da PAE 06

Volumes	
Seção da base da sapata	cl x ls = 320 x 320 cm
Profundidade	He = 320 cm
Volume de solo	Vs = 48,77 m ³
Volume total de concreto	Vc = 8,90 m ³

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 46 - Croqui sapata para determinação do angulo de arrancamento



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tabela 16 – Resultados pela hipótese de ao arracamento da LPAE 06

Pesos	
Peso do solo	$P = V_s \times \gamma_{\text{solo}} = 48,77 \times 1600 = 78.032 \text{ kgf}$
Peso do concreto	$P_c = 8,90 \times 2500 = 22.250 \text{ kgf}$
Verificação	
Resistencia total ao arrancamento	$(P + P_c) \quad R_d = 100.282 \text{ kgf}$
Resistencia ao arrancamento minorada (0,9)	$R_{dm} = 90.254 \text{ kgf}$
Solicitação vertical de projeto	$S_d = F_{vd} = 60.574 \text{ kgf}$

Rdm > Sd ok!	Sd / Rdm = 0,67
---------------------	-----------------

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

- **Quadro de hipótese de máxima compressão retirada da memória de cálculo da torre.**

Tabela 17 - Valores retirados da memória de cálculo torre 06 – cargas na fundação

CARGAS NA FUNDAÇÃO		
CARGAS MAXIMAS TRANSMITIDAS PELA TORRE		
	Cargas na direção do montante	Cargas na vertical
Longitudinal	$F_{lm_d} = 311$ kgf	$F_{lv_d} = 8.660$ kgf
Transversal	$F_{tm_d} = 2.519$ kgf	$F_{tv_d} = 13.853$ kgf
Compressão	$F_{m_d} = -67.333$ kgf	$F_{v_d} = -65.845$ kgf
CARGAS DE PROJETO DA FUNDAÇÃO (Majoradas de 1,1)		
	Cargas na direção do montante	Cargas na vertical
Longitudinal	$F_{lm_d} = 342$ kgf	$F_{lv_d} = 9.526$ kgf
Transversal	$F_{tm_d} = 2.771$ kgf	$F_{tv_d} = 15.238$ kgf
Compressão	$F_{m_d} = -74.066$ kgf	$F_{v_d} = -72.429$ kgf

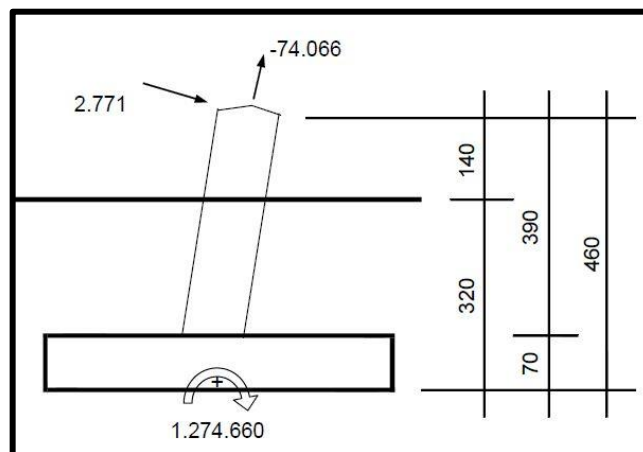
Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

- **Estabilidade ao tombamento**

Obs: Para dimensionamento de hipótese a estabilidade ao tombamento, devemos considerar sempre a maior fundação, no qual gera maior momento na base.

Tombamento Transversal

Figura - 47 - Análise de tombamento transversal da sapata.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tabela 18 - Valores Momento em relação a transversal LPAE 06

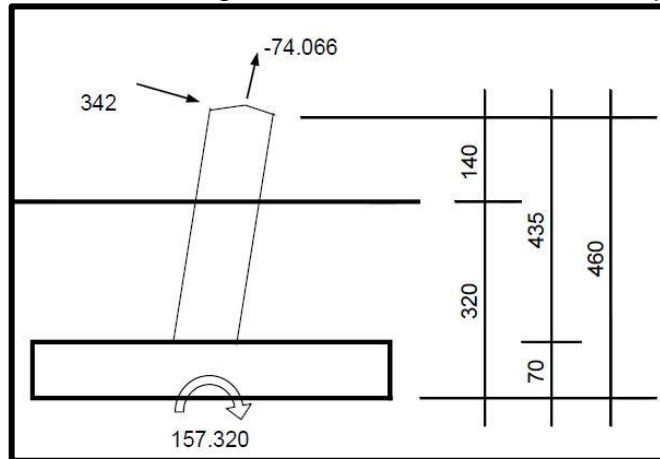
Momento transversal na base	
$M_{bT} =$	$F_{tm_d} \times H_t$

MbT =	2771 x 460
MbT =	1.274.600 kgf/cm

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tombamento Longitudinal

Figura - 48 - Análise longitudinal de tombamento da sapata



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tabela 19 - Valores Momento em relação a longitudinal LPAE 06

Momento longitudinal na base	
MbL =	$F l m_d \times H_t$
MbL =	342 x 460
MbL =	157.320 kgf/cm

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

- Solicitações Verticais para verificação da excentricidade**

Peso próprio da fundação $P_b = V_{C_{Maximo}} \times 2500 = 24.150 \text{ kgf}$

Solicitação da vertical $Fv_d - P_b = Fvdt = - 96.579 \text{ kgf}$

Obs: Para o cálculo da excentricidade da solicitação vertical, foi considerado o peso da camada de solo de reaterro sobre a sapata;

Profundidade da fundação $H_e = 320 \text{ cm}$

Volume da camada do solo sobre a sapata $V = 23,68 \text{ m}^3$

Peso da camada do solo $P_a = 37.888 \text{ kgf}$

Solicitação vertical considerada $Fvdt - P_a = Fvdtk = -134.467 \text{ kgf}$

- Excentricidade da carga vertical de compressão na base da sapata**

Na direção transversal $e_T = | Mb_T / F_{vdtk} | = 9,48 \text{ cm}$

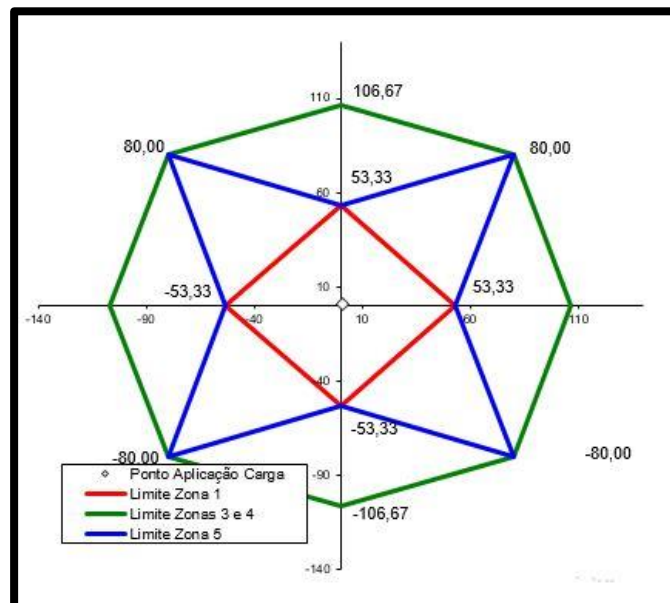
Na direção Longitudinal $e_L = | Mb_L / F_{vdtk} | = 1,17 \text{ cm}$

Limites de zonas (simplificado por retas – a favor da segurança - conforme tabela abaixo).

Tabela 20 - Valores de acordo com carga de compressão aplicada em cada limite de zona LPAE 06

Zona 1:	$l_s / 6 = 53,33 \text{ cm}$	$c_s / 6 = 53,33 \text{ cm}$
Zonas 3 e 4:	$l_s / 3 = 106,67 \text{ cm}$	$c_s / 3 = 106,67 \text{ cm}$
	$c_s / 4 = 80 \text{ cm}$	$l_s / 4 = 80 \text{ cm}$
Zona 5	$c_s / 6 = 53,33 \text{ cm}$	$l_s / 6 = 53,33 \text{ cm}$

Figura - 49 - Limites de zonas da sapata.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

21.0 PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO TIPO TUBULÃO

Essa fundação foi projetada para ser utilizada na torre LPAT nº 24, tendo sua aplicação prevista em um solo tipo (2A) Areia argilosa – consistência de fofo a média, com NSPT > 5. Os parâmetros característicos desse solo são apresentados logo abaixo.

A fundação calculada para esta torre levou em consideração a hipótese de carregamento apresentada na memória de cálculo do quadro abaixo, porém os resultados apresentados na memória de cálculo são apenas para as hipóteses mais críticas, com intuito de verificar se a fundação considerada para essa torre consegue passar no critério geral de verificação que é; $R_d \geq S_d$.

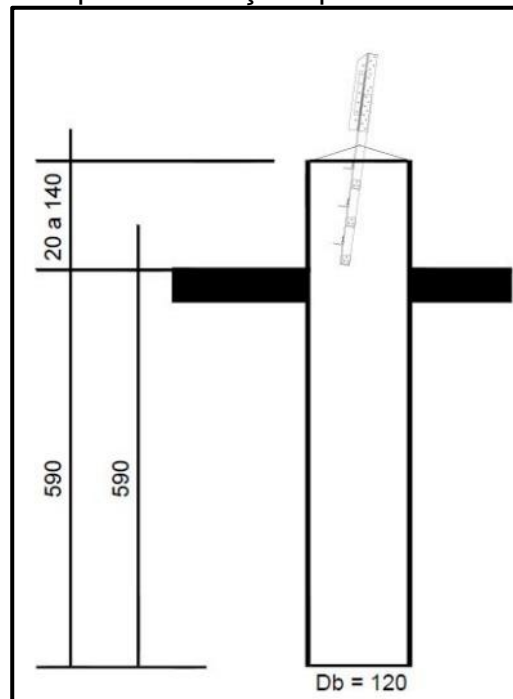
Tabela 21– Dados da fundação Torre LPAT

Parâmetros característicos do solo	
Peso específico natural do solo	$\gamma = 1400 \text{ kgf/m}^3$
Ângulo de atrito interno do solo	$\varphi = 25^\circ$
Ângulo cone de arrancamento	$\alpha = 14^\circ$
Coesão	$C = 0,125$
Dimensões da Fundação	
Obs: Todos os dados foram tirado do projeto de fundações da LPAT 24, projeto de nº 0197.	
Dados de entrada	
Diâmetro da base	$D_b = 120 \text{ cm}$
Profundidade	$H_e = 590 \text{ cm}$
Comprimento mínimo do fuste fora do solo	$D = 20 \text{ cm}$
Comprimento máximo do fuste fora do solo	$D = 140 \text{ cm}$
Volume de concreto mínimo	$V_c = 6,90 \text{ m}^3$
Volume de concreto máximo	$V_c = 8,26 \text{ m}^3$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Croqui da fundação

Figura - 50 - Croqui da fundação tipo tubulão torre LPAT 24



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Hipótese A: Máxima carga de compressão

Tabela 22 - Valores retirados da memória de cálculo torre 24.

CARGAS ATUANTES NA FUNDAÇÃO			
Cargas de compressão			
FZ	FY	FX	
65845	13851	8661	
Cargas de Projeto da Fundação (majoradas de 1,1)			
compressão	trans. Y	long. X	resultante
72430	15236	9527	17969

Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

Tabela 23– Parâmetros do solo usando a teoria de Meyerhof para determinação da capacidade de carga da LPAT 24

Parâmetros da formula de Meyerhof	
Profundidade	He = 590 cm
Diâmetro da base	Db = 120 cm
Peso específico natural	$\gamma = 0,0014 \text{ kgf/cm}^3$
Coesão do solo	C = 0,125 kgf/cm ²
Ângulo de Atrito	$\phi = 25^\circ$
Capacidade de carga do solo pela formulação de Meyerhof	

$P_r = (c \cdot N_c + \gamma \cdot h \cdot N_q) S_c \cdot d_c$	
$P_r = (0,125 \times 20,72 + 0,14 \times 5,90 \times 10,66) \times 1,49 \times 2,54$	
Tensão de limite de projeto de compressão	$\sigma_s = 43,09 \text{ kgf/cm}^2$
Fator de segurança global	$F = 3,00$
Tensão limite de compressão	$\sigma_{sd} = \frac{\sigma_s}{F} = 14,36 \text{ kgf/cm}^2$
Verificação de Estabilidade a Compressão	
VOLUME DE CONCRETO	
Volume total de Concreto máximo	$V_c = 8,26 \text{ m}^3$
Peso devido ao concreto	$P_c = 20.650 \text{ kgf/m}^3$
Verificação de Estabilidade a Compressão	
Área da base	$A_b = 11310 \text{ cm}^2$
Carga de compressão + Peso do concreto	$S_d = 93080 \text{ kgf}$
Resistencia do solo a compressão	$(A_b \times \sigma_{sd}) \quad R_d = 162411 \text{ kgf} \quad R_d > S_d \text{ OK}$
Tensão média atuante no solo (S_d / A_b)	$8,23 \text{ kgf/cm}^2$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Verificação ao Tombamento

(Estabilidade pelo método de Brinch Hansen, 1961)

Tabela 24– Resultados encontrado para análise de instabilidade ao tombamento da LPAT 24

CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES NO NÍVEL DO TERRENO	
Momento atuante no nível do solo	$M = F_d \times D_{max}$, onde $F_d = \sqrt{\text{trans}.Y^2 + \text{trans}.X^2}$.
$M = 17969 \times 140$	$M = 2515.660 \text{ kgf.cm}$
Momento resistente calculado =	247108 kgf x m
Fator de segurança =	3,22
Momento lateral admissível =	76849 kgf x m
Majoração de 30% (NBR 6122) =	321240 kgf x m

Momento solicitante em X0 =	99904 kgf x m
Momento no nível da base =	131178 kgf x m

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

A verificação a estabilidade ao tombamento foi calculado pelo método de Brinch Hansen (1961), apresentado em planilha em anexo.

Tabela 25 – Tabela de resultado de cálculo apresentado pelo método de Brinch Hansen para estabilidade ao tombamento

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO																							
Método de Brinch Hansen (1961)																							
																		Profundidade da base do tubo: hp = 5,90 m					
																		Profundidade do ponto de rotação: Xo = 4,160 m					
c	profund. Z	espess. camada	parâmetros do solo			pressão vert (p _v)	Diâmetro do tubo d	z/d	z/d (corr)	K _q	K _c	pressão horizontal à profundid. Z				Forças horizontais		Zi médio	distância Xo - Zi	momento Fi.(Xo-Zi)			
			c	φ	γ							p ₂ =p _v .K _q	p ₁ =c.K _c	p ₁ + p ₂	p ₂ (méd)	Fi	ΣFi - Fh						
m	[m]	[m]	[kgf/m ³]	[graus]	[kgf/m ³]	[kgf/m ²]	[m]					[kgf/m ²]	[kgf/m ²]	[kgf/m ²]	[kgf/m ²]	[kgf]	[kgf]	[m]	[m]	[kgf.m]			
1	0,50	0,50	1250	25	1400	700	1,20	0,42	0,42	4,1	8	2870	9625	12495	6248	3749	-14221	0,25	3,91	14655			
2	1,00	0,50	1250	25	1400	1400	1,20	0,83	0,83	4,3	12	6020	14625	20645	16570	9942	-4279	0,75	3,41	33899			
3	1,50	0,50	1250	25	1400	2100	1,20	1,25	1,25	4,6	15	9660	18625	28285	24465	14879	10400	1,25	2,91	42710			
4	2,00	0,50	1250	25	1400	2800	1,20	1,67	1,67	4,8	18	13440	21875	35315	31800	19080	29480	1,75	2,41	45976			
5	2,50	0,50	1250	25	1400	3500	1,20	2,08	2,08	5,0	19	17500	23375	40875	38095	22857	52337	2,25	1,91	43648			
6	3,00	0,50	1250	25	1400	4200	1,20	2,50	2,50	5,3	21	22260	26375	48635	44755	26853	75441	2,75	1,41	37853			
7	3,50	0,50	1250	25	1400	4900	1,20	2,92	2,92	5,6	22	27440	27875	55315	51975	31185	96684	3,25	0,91	26367			
8	4,00	0,50	1250	25	1400	5600	1,20	3,33	3,3	5,8	23	32480	29125	61605	58460	35076	117081	3,75	0,41	14368			
9	4,10	0,10	1250	25	1400	5740	1,20	3,42	3,4	5,8	23	33292	29250	62542	62074	7449	105450	4,05	8,21	61152			
10	4,16	0,06	1250	25	1400	5823	1,20	3,47	3,5	5,9	24	34359	29375	63734	63138	4518	87111	4,13	0,03	135			
11	5,00	0,84	1250	25	1400	7000	1,20	4,17	4,2	6,2	25	43400	31125	74525	69129	-89713	-9455	4,58	-0,42	28292			
12	5,90	0,90	1250	25	1400	8260	1,20	4,92	4,9	6,6	27	54516	33375	87891	81208	-87705	0	5,45	-1,29	113171			
																Σ Fi =	0			Σ M =	247108		
Momento no topo do tubo: 25157 kgf.m			Força horizontal no topo do tubo: 17970 kgf			Momento solicitante em Xo: 99904 kgf.m			Momento ao nível da base: 131178 kgf.m			Momento resistente calculado: 247108 kgf.m			Fator de segurança: 3,22			Momento lateral admissível: 78849 kgf.m			Majoração de 30% (NBR-6122): 321240 kgf.m		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Verificação ao Arrancamento

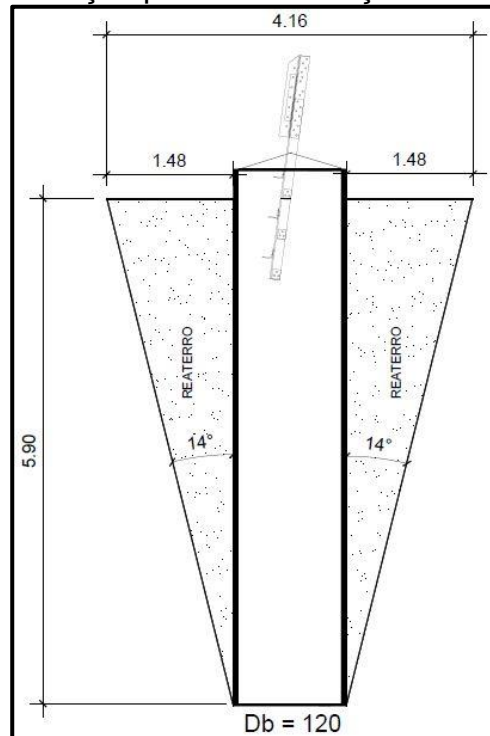
Tabela 26 – Dados para dimensionamento a resistência ao arrancamento da LPAT 24

PESO DO TRONCO DE CONE DO SOLO	
Ângulo do cone de arrancamento	α = 14° graus
Diâmetro inferior do cone	Db = 120 cm
Diametro superior do cone	Dsup = 416 cm
Altura do tronco de cone	H = 590 cm

Volume do tronco de cone (total)	$V_{tc} = 45,03 \text{ m}^3$
Volume de concreto a ser descontado	$V_c = 6,90 \text{ m}^3$
$P_s = (V_{tc} - V_c) \times \gamma$	$(45,03 - 6,90) \times 1400 = 53382 \text{ kgf}$
Peso do solo minorado (x 0,9)	$P_{sm} = 48044 \text{ kgf}$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 51 - Croqui da fundação para determinação do ângulo de arrancamento



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tabela 27 – Valores de cálculo relacionado ao peso do concreto na fundação da LPAT 24

CONTRIBUIÇÃO DO PESO DE CONCRETO PARA A FUNDAÇÃO	
Volume de concreto mínimo	$V_c = 6,90 \text{ m}^3$
Peso devido ao concreto	$P_c = 17250 \text{ kgf}$
Peso de concreto minorado (x 0,9)	$P_{cm} = 15525 \text{ kgf}$
VERIFICAÇÃO	
Carga de arrancamento atuante	$S_d = 60525 \text{ kgf}$
Reação ao arrancamento	$P_{cm} + P_{sm} \quad R_d = 63529 \text{ kgf}$
($S_d / R_d \ 0,95$) $R_d > S_d \ \text{OK!}$	

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

22.0 PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO SAPATA PRÉ MOLDADA TIPO SAPATA

Essa fundação foi projetada para ser utilizada na torre LPEL nº 13, tendo sua aplicação prevista em um solo tipo (1G) Argila Areno-Siltosa – média a rija, Os parâmetros característicos desse solo são apresentados logo abaixo.

A fundação calculada para esta torre levou em consideração a hipótese de carregamento apresentada na memória de cálculo do quadro abaixo, porém os resultados apresentados na memória de cálculo são apenas para as hipóteses mais críticas, com intuito de verificar se a fundação considerada para essa torre consegue passar no critério geral de verificação que é; $Rd \geq Sd$.

Tabela 28 – Parâmetros geotécnica do solo LPEL 13

Parâmetros característicos do solo	
Peso específico natural do solo	$\gamma = 1700 \text{ kgf/m}^3$
Peso específico do reaterro da fundação	$\gamma = 1700 \text{ kgf/m}^3$
Ângulo de atrito interno do solo	$\varphi = 10^\circ$
Ângulo cone de arrancamento	$\alpha = 20^\circ$
Coesão	$C = 0,80$
Capacidade de carga do solo pela formulação de Meyerhof	
$P_r = (s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c) + (s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \gamma \cdot d \cdot N_q) + (1/2 \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b' \cdot N_\gamma)$	
$P_r = (1,34 \times 1,24 \times 1,0 \times 0,70 \times 10,98) + (1,17 \times 1,12 \times 1,0 \times 0,17 \times 1,30 \times 3,94) + (0,5 \times 0,17 \times 1,17 \times 1,12 \times 1,0 \times 1,40 \times 1,13)$	
Tensão de limite de projeto de compressão	$\sigma_s = 15,93 \text{ kgf/cm}^2$
Fator de segurança global	$F = 3,00$
Tensão limite de compressão	$\sigma_{sd} = \frac{\sigma_s}{F} = 5,31 \text{ kgf/cm}^2$
Tensão de compressão limite de projeto (na borda)	
$\sigma_s \times 1,3 = \sigma_{slim sb} = 6,90 \text{ kgf/cm}^2$	
Tensão limite do solo no reaterro	$\sigma_s/2 = 3,45 \text{ kgf/cm}^2$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

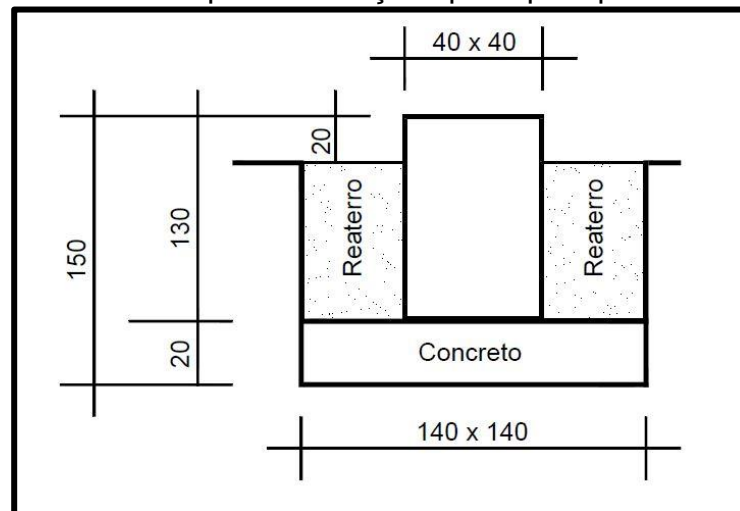
Tabela 28 - Dados da fundação de projeto de execução da LPEL 13

Dimensões da Fundação	
Obs: Todos os dados foram tirado do projeto de fundações da LPEL 13, projeto de nº 0177.	
Dados de entrada:	
Seção da base da sapata	cs x ls = 140 x 140 cm
Seção do fuste	cf x lf = 40 x 40 cm
Altura da base da sapata	hs = 20 cm
Altura total da fundação	Ht = 150 cm
Fuste fora do solo	ffs = 20 cm
Fuste fora do solo máximo	ffs = 140 cm
Profundidade de escavação	He = 130 cm
Volume de escavação	Ve = 2,548 m ³
Volume de reaterro	Vr = 1,65 m ³
Volume de concreto	Vc = 0,89 m ³

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

CROQUI DA FUNDAÇÃO

Figura - 52 - Croqui da fundação tipo sapata pré moldada



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Cargas na Fundação

Tabela 29 - Valores retirados da memória de cálculo da torre 13 para dimensionamento do fundação do mastro central.

1 - CARGAS MÁXIMAS SOBRE FUNDAÇÃO DO MASTRO (x1,10)		
HIPÓTESE 1	HIPÓTESE 1X	HIPÓTESE 8XER
V = 54734 kgf	V = 53318 kgf	V = 18897 kgf
T = 4909 kgf	T = 5386 kgf	T = 77 kgf
L = 0 kgf	L = 0 kgf	L = 2484 kgf
R = 4909 kgf	R = 5386 kgf	R = 2485 kgf
OBS.: V = Força Vertical de Compressão T = Força Horizontal Transversal que atua com V L = Força Horizontal Longitudinal que atua com V R = $(T^2 + L^2)^{\frac{1}{2}}$		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Estabilidade ao Tombamento

TOMBAMENTO TRANSVERSAL

Momento longitudinal na base:

Momento transversal na base:

$$MbT = Ftm_d \times Ht$$

$$MbT = 5386 \times 150$$

$$MbT = 807800 \text{ kgf.cm}$$

Momento longitudinal na base:

$$MbL = Flm_d \times Ht$$

$$MbL = 0 \times 130$$

$$MbL = 0,00 \text{ kgf.cm}$$

Tabela 30 - Valores obtidos para verificação da excentricidade da torre LPEL 13

Solicitações Verticais para verificação da excentricidade	
Peso próprio da fundação	$Pb = Vc_{Maximo} \times 2500 = 2225 \text{ kgf}$
Solicitação da vertical	$Fv_d - Pb = Fvdt = - 55543 \text{ kgf}$
Obs: Para o cálculo da excentricidade da solicitação vertical, foi considerado o peso da camada de solo de reaterro sobre a sapata;	
Profundidade da fundação	$He = 130 \text{ cm}$
Volume da camada do solo sobre a sapata	$V = 1,65 \text{ m}^3$
Peso da camada do solo	$Pa = 2805 \text{ kgf}$
Solicitação vertical considerada	$Fvdt - Pa = Fvdtk = - 58348 \text{ kgf}$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Excentricidade da carga vertical de compressão na base da sapata

Na direção transversal: $e_T = | Mb_T / F_{vdtk} | = 13,84 \text{ cm}$

Na direção Longitudinal: $e_L = | Mb_L / F_{vdtk} | = 0,00 \text{ cm}$

Limites de zonas (simplificado por retas – a favor da segurança - conforme tabela abaixo).

Tabela 31 - Valores das zona de limites LPEL 13

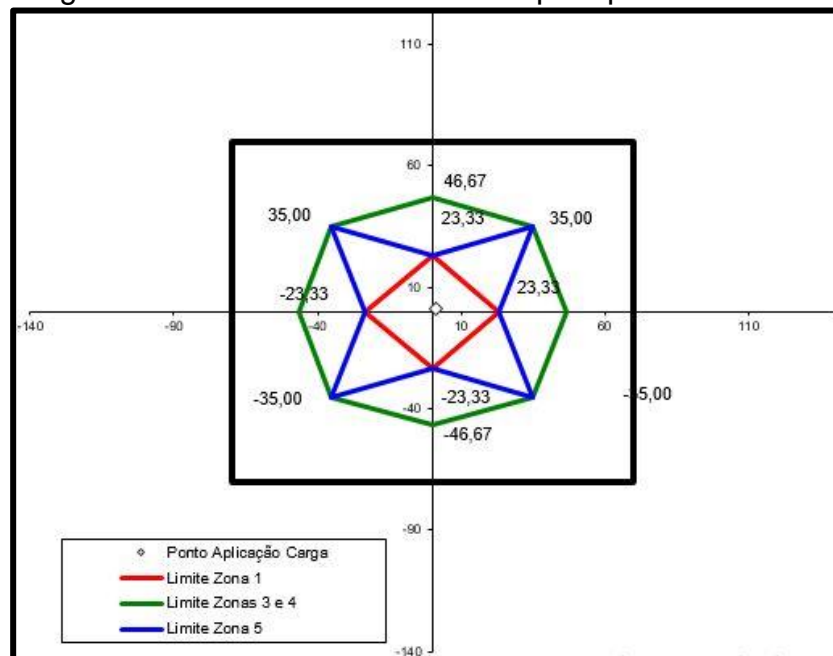
Zona 1:	$cs / 6 = 23,33 \text{ cm}$	$ls / 6 = 23,33 \text{ cm}$
Zonas 3 e 4:	$cs / 3 = 46,67 \text{ cm}$	$ls / 3 = 46,67 \text{ cm}$
	$cs / 4 = 35 \text{ cm}$	$ls / 4 = 35 \text{ cm}$
Zona 5	$cs / 6 = 23,33 \text{ cm}$	$ls / 6 = 23,33 \text{ cm}$
	$cs / 4 = 35 \text{ cm}$	$ls / 4 = 35 \text{ cm}$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

POSIÇÃO DA CARGA NA BASE (EXCENTRICIDADE)

Na figura abaixo observa-se que a carga está sendo aplicada na zona 01

Figura - 53 - Limite de zonas da sapata pré moldada



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tabela 32 – Tensões na borda da sapata LPEL 13

TENSÕES NAS BORDAS DA SAPATA	
Carga aplicada	$ F_{vdtk} = 58348 \text{ kgf}$
Tensões nas bordas da base da sapata	$\sigma_{\max} = \frac{v}{a} \cdot b \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{b} + 6 \cdot e_y / a \right)$
$\sigma_{\max} = 3,90 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{\text{limsb}} = 6,90 \text{ kgf/cm}^2$ OK!	

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

23.0 PROCEDIMENTO DE CALCULO PARA DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DA FUNDAÇÃO TIPO PLACA PRÉ MOLDADA

Essa fundação foi projetada para ser utilizada na torre LPEL nº 13, tendo sua aplicação prevista em um solo tipo (1G) Argila areno - siltosa – consistência de média a rija, com NSPT > 5. Os parâmetros característicos desse solo são apresentados logo abaixo.

A fundação calculada para esta torre levou em consideração a hipótese de carregamento apresentada na memória de cálculo do quadro abaixo, porém os resultados apresentados na memória de cálculo são apenas para as hipóteses mais críticas, com intuito de verificar se a fundação considerada para essa torre consegue passar no critério geral de verificação que é; $R_d \geq S_d$.

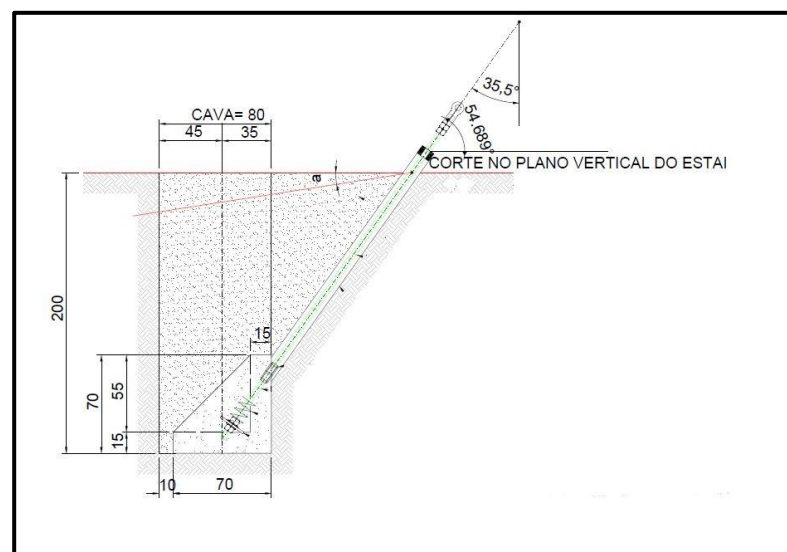
Tabela 33 – Parâmetros aplicados para fundação placa “L” pré moldada LPEL 13

Parâmetros característicos do solo	
Peso específico natural do solo	$\gamma = 1700 \text{ kgf/m}^3$
Peso específico do reaterro da fundação	$\gamma = 1700 \text{ kgf/m}^3$
Ângulo de atrito interno do solo	$\varphi = 10^\circ$
Ângulo cone de arrancamento	$\alpha = 20^\circ$
Coesão	$C = 0,80$
Capacidade de carga do solo pela formulação de Meyerhof	
$P_r = (s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c) + (s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \gamma \cdot d \cdot N_q) + (1/2 \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b' \cdot N_\gamma)$	
$P_r = (1,10 \times 1,68 \times 1,0 \times 0,80 \times 8,34) + (1,05 \times 1,34 \times 1,0 \times 0,17 \times 2,0 \times 2,47) \times (0,5 \times 0,17 \times 1,05 \times 1,34 \times 1,0 \times 2,0 \times 0,37)$.	
Tensão de limite de projeto de compressão	$\sigma_s = 13,69 \text{ kgf/cm}^2$
Fator de segurança global	$F = 3,00$

Tensão limite de compressão	$\sigma_{sd} = \frac{\sigma_s}{F} = 4,56 \text{ kgf/cm}^2$
Tensão de compressão limite de projeto (na borda)	
$\sigma_s \times 1,3 = \sigma_{slimb} = 5,93 \text{ kgf/cm}^2$	
Tensão limite do solo no reaterro	$\sigma_s/2 = 2,97 \text{ kgf/cm}^2$
Dimensões da Fundação	
Obs: Todos os dados foram tirado do projeto de fundações da LPEL 13, projeto de nº 0177.	
Dados de entrada	
Seção da base da Placa	$cs \times ls = 200 \times 70 \text{ cm}$
Altura da Fundação	$hs = 70 \text{ cm}$
Profundidade	$Ht = 200 \text{ cm}$
Ângulo do Estai com o eixo vertical da torre	
- Face Transversal	$\alpha_T = 27,50^\circ$
- Face longitudinal	$\alpha_L = 26^\circ$
Ângulo do tirante com a horizontal	$\gamma_t = 54,689^\circ$
Volume de reaterro	$V_r = 3,76 \text{ m}^3$
Volume de concreto	$V_c = 0,44 \text{ m}^3$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura - 54 - Croqui da fundação tipo placa pré moldada



Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

CARGAS MÁXIMAS TRANSMITIDAS PELA FUNDAÇÃO

Tabela 34 - Valores retirados da memória de cálculo para dimensionamento geotécnico da fundação tipo placa "L" e Estai da torre 13

<p>2 - VERIFICAÇÃO DOS ESTAIS</p> <p>E = força máxima de tração nos estais: - torre H=36.5m = 21104 kgf (Hip. 3-75) - torre H=21.5m = 22063 kgf (Hip. 3-75) $\% = \text{taxa de trabalho} = 22063 / [0.93 \times (0.75 \times 32800)] = 0.964 < 1.000$</p> <p>- Componentes da força máxima de tração nos estais: T = componente transversal = 9350 kgf V = componente vertical = 17961 kgf L = componente longitudinal = 8760 kgf</p>
--

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Tabela 35 - Parâmetros geotécnicos para verificação ao arrancamento da torre LPEL 13

CARGA DE PROJETO DA FUNDAÇÃO MAJORADA DO FATOR 1,10	
Componente resultante no eixo do estai	Frd = 24268 kgf
Componente resultante horizontal	Fhd = 14093 kgf
Componente vertical de tração	Fvd = 19757 kgf
Verificação ao Arrancamento	
Peso do tronco de cone do solo	
Ângulo do cone	$\alpha = 20^\circ$
Base superior do Cone	Dsup = 216 cm
Base inferior do cone	Db = 70 cm
Altura do tronco de cone	He = 200 cm
Volume tronco de cone	V tc = 8,68 m ³
Volume de concreto a ser descontado	Vc = 0,44 m ³
Peso do tronco de cone do solo	
$Ps = (Vtc - Vc) \times \gamma_s$	Ps = 8,24 x 1700 = 14008 kgf
Contribuição do peso de concreto da fundação	
Volume de concreto	Vc = 0,44 m ³
Peso devido ao concreto	Pc = 1100 kgf
Verificação	
Carga de arrancamento atuante	Sd= 19757 kgf
Reação ao arrancamento	Pcm + Psm Rd = 15108 kgf

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

24.0 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os objetivos de estudo, de forma geral, foram atingidos. Apresentou-se as coordenadas de cada ponto de implantação das torres, onde foi possível traçar os perfis topográficos que determinaram as altitudes dos pontos do terreno resultando em um corte vertical imaginário sobre o relevo determinado a estratificação do solo de acordo com a sondagem realizada para o reconhecimento de cada camada que foi realizado em cada estrutura.

Com o objetivo de reconhecer e caracterizar o solo em toda a extensão da linha foram realizado investigações geotécnicas através de sondagens com SPT, possibilitando o reconhecimento e sua caracterização, onde foi possível determinar para o trecho da LT 230 kv, distintos resultados de análises geotécnicas e 10(dez) tipos diferentes de solos com características físicas e mecânicas e peso específicos peculiares que foram fundamentais para a determinação dos projetos de fundações.

Para a execução dos ensaios com penetrômetro, foram possível realizar em todas as fundações do tipo sapatas e sapatas pré moldadas para torres tipo estaiadas, obtendo resultados favoráveis de capacidade de carga em relação aos valores de projeto determinado pelo projetista. O valor de projeto adotado pelo projetista para a torre LPAE 06 foi de 2,42 kgf/cm², enquanto no ensaio com o disposto penetrômetro foi encontrado um valor em média de 6,21 kgf/cm², alcançando um valor superior ao de projeto. Para a torre LPEL 13 que possui uma tensão admissível de projeto de 5,84 kgf/cm², por estar localizado em um terreno tipo 2, com alta capacidade de carga, o ensaio foi considerado impenetrável ao amostrador, devido o cone não conseguir penetrar o solo através da pressão exercida sobre ele. E para a torre 24 tipo LPAT não foi possível obter resultados através do penetrômetro, porém possui uma tensão estimada de projeto e uma tensão admissível calculada pela teoria de Meyerhof apresentada neste trabalho que será retratada a seguir. Este ensaio foi um dos métodos usados para determinação da capacidade de cargas do solo.

Já com o ensaio do Speedy e do cilindro de cravação, também foram obtidos resultados todos favoráveis em relação as amostras recolhidas em campo para a obtenção da análise de compactação e do teor de umidade apresentadas em projetos de execução. Levando em consideração as 03(três) torres estudadas, podemos comparar os resultados do peso específico determinado em projeto com o peso específico determinado através do ensaio mencionado. Para a torre LPAE 06 com

solo tipo 1A e peso específico igual a 1600 kg/m^3 ou $1,6 \text{ g/cm}^3$ determinado em projeto de execução da fundação, e para o ensaio foi encontrado um valor de $1,7489 \text{ g/cm}^3$, conforme a tabela 9 deste trabalho, superando ao de projeto. Para a torre LPEL 13 foi determinado em projeto um solo tipo 1G e com peso específico 1700 kgf/m^3 ou $1,7 \text{ g/cm}^3$, em comparação com os resultados de ensaios atingidos que foi de $1,8883 \text{ g/cm}^3$, conforme a tabela 10 desta monografia, o valor atingido foi superior ao estimado.

E para a torre 24 LPAT com o solo tipo 2A e peso específico igual 1400 kgf/m^3 ou $1,4 \text{ g/cm}^3$, com um solo um pouco menos resistente em comparação com os outros citados anteriormente e conforme tabela 11, que apresenta um valor de $1,6264 \text{ g/cm}^3$, ou seja, possui um material com compactidade inferior aos demais citados, mas que atende a resistência de cálculo estimada.

O dimensionamento geotécnico foi cada calculado para as três torres em evidência neste trabalho, levando em consideração as três hipóteses que dimensiona uma torre para ter instabilidade contra as ações que estão ligadas a fundação, principalmente a ação do vento na estrutura e nos cabos condutores que tende a arrancar a estrutura fora do solo, gerando uma grande carga de tração aliado ao baixo peso da estrutura. Como essa carga de ruptura é quantificada somando o peso próprio do elemento de fundação, somado a uma parcela do peso do solo sobre a estrutura que é capaz de absorver as cargas emitidas e ainda somado com um fator crucial que é a compactação mecânica desse solo para atingir a máxima resistência contra a tração que é submetida, por isso em solos com baixo grau de compactação é usado cimento para reforço. Como já mencionado anteriormente, a principal hipótese de dimensionamento de uma estrutura submetida a esforços de tração é de arrancamento, no qual foi realizado esses cálculos para as três torres em evidencia levando em consideração o método do cone. Para a Torre LPAE 06 fundação tipo sapata, em função da geometria e da profundidade de escavação, evidenciou um resultado da resistência total ao arrancamento $R_{dm} = 90254 \text{ kgf}$ superior a solicitação de projeto $S_d = 60574 \text{ kgf}$, confirmando que essa fundação resiste aos máximos esforços sem ruptura do solo.

Para a torre LPEL 13 fundação tipo sapata, também foi feito o dimensionamento geotécnico ao arrancamento usando também o método do cone, usando as dimensões e cargas de projeto da torre para a verificação de resistência em compatibilidade com o projeto da estrutura, onde o critério de verificação geral foi

sempre o $R_{dm} \geq S_d$. Foi encontrado um valor para o $R_{dm} = 63529$ kgf e $S_d = 60525$ kgf, chegando ao objetivo da tese que é sempre obter a resistência minorada menor que a sollicitação e garantir um menor risco de falha para a fundação. E por último e não muito menos importante, foi realizado o ensaio ao arrancamento nas placas “L” pré moldadas, já que para o mastro central não consideramos ensaio de tração para esse tipo de fundação. Para essa fundação os resultados encontrados através do método do cone não foram satisfatórios, sendo que a sollicitação segundo os cálculos deste trabalho foi maior que a resistência chegando em valores com $R_{dm} < S_d$, onde $R_{dm} = 15108$ kgf e $S_d = 19757$ kgf, porém não foi considerado as cargas do solo depois de compactado que pode elevar o peso específico em até 50%, então para esse caso o não foi possível chegar em um resultado satisfatório usando o método do cone para essa fundação.

Para o cálculo de estabilidade ao tombamento foram usados dos métodos um para as sapatas e outro para os tubulões. No dimensionamento da sapata da torre LPAE 06, foi usado o método em que consiste levar em consideração o máximo afloramento da fundação em relação ao nível do terreno, determinando um ponto de rotação bem próximo ao ponto central da zona 1, confirmando que a estrutura resiste ao tombamento. Já para a torre LPEL 13, foi usado o mesmo método, também alcançando os mesmos resultados satisfatórios da torre LPAE 06. Contudo, para a torre LPAT 24 com fundação tipo tubulão, foi usado o método de Brinch Hansen que considera as alturas de cada camada até o a profundidade em que as forças horizontais se anulam, porém usando a tabela chegou a um fator de segurança de 3,22, determinando que essa estrutura está segura em relação ao seu tombamento.

E por último foi realizado o dimensionamento geotécnico das máximas cargas de compressão retirada da memória de cálculo para obtenção da tensão admissível do solo. O método usado foi o de Meyerhof para conseguir chegar valores toleráveis. Agora podemos fazer a comparação desses três métodos de cálculo usado para determinar a capacidade de carga do solo.

Para a torre LPAE 06 o valor da tensão limite de compressão usando a teoria mencionado foi $9,39 \text{ kgf/cm}^2$, já com o penetrômetro a tensão encontrada foi pegando a média de ensaio realizado nos quatro pés da torre que dar uma tensão de $6,21 \text{ kgf/cm}^2$ e por último a tensão admissível adotado pelo projetista que é de $2,42 \text{ kgf/cm}^2$, concluindo que foram adotados valores de projeto bem abaixo dos obtidos pelo ensaio com o DCP e o da teoria de meyerhof, chegando a uma resposta

considerável de que foi adotada a hipótese mais crítica devido a sondagem ter dado impenetrável e não ter conhecimento da camada de solo abaixo da camada rochosa. Determinando que para essa fundação em relação a escavação e geometria da estrutura tenha superado no aspecto econômico.

Para a LPEL 13 o valor da tensão limite de compressão usando a teoria de Meyerhof foi de $5,31 \text{ kgf/cm}^2$ e com o penetrômetro a fundação foi considerada impenetrável. E a tensão admissível de projeto foi estimada em $5,84 \text{ kgf/cm}^2$, ou seja, foram obtidos valores quase equivalente ao de projeto e o da teoria usado, portanto a fundação dessa estrutura alcançou satisfatoriamente o aspecto técnico e econômico. E por último vamos fazer o comparativo entre a tensão de projeto e a da tese da torre LPAT 24. O resultado encontrado usando a teoria de Meyerhof para a capacidade de carga foi de $5,78 \text{ kgf/cm}^2$ e o valor estimado em projeto foi de $5,74 \text{ kgf/cm}^2$, contudo o chegamos nos mesmo valores de projeto, então concluímos que foram adotados os critérios técnicos e econômicos para essa fundação.

Portanto depois de toda a análises foi possível chegar aos objetivos específicos de estudo mencionado no começo da monografia. Esse trabalho de investigação e conhecimento geotécnico do solo, também serve como base para as futuras obras que poderão ser feita executada as margens da TO 010, já que LT 230 kV se encontra na maioria de sua extensão em um raio de menos de um km, margeando toda a rodovia até chegar em seu destino na capital de Palmas

25.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[ELETROBRÁS 2003]ELETROBRÁS. *Diretrizes Básicas para Projeto de Linhas de Transmissão de Alta e Extra-Alta Tensão*. 2003.

[EMBRAPA 1997]EMBRAPA. *Manual de métodos de análise de solo*. Centro Nacional de

[LABEGALINI et al. 1992]LABEGALINI, P. R. et al. *Projeto Mecânico das Linhas de Transmissão*. [S.l.]: Editora Blucher LTDA - São Paulo - SP, 1992.

ABNT NBR – 14932 – “Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento”

ABNT NBR – 6118 – “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento”

ABNT NBR – 6122 – “Projeto e Execução de Fundações”

ABNT-NBR 5422 – *Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica – Procedimento – 1985*.

ABNT-NBR 6118 – *Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento - 1978*

ABNT-NBR 6122 – *Projeto e execução de fundações – Procedimento - 1996*

ABNT-NBR 6123 – *Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento - 1987*

ABNT-NBR 6484 – *Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos - 1980*

ABNT-NBR 6489 – *Prova de carga direta sobre o terreno de fundação – 1985*

ABNT-NBR 7250 – *Identificação e descrição de amostras de solos obtidos em sondagem de simples reconhecimento dos solos – Procedimento - 1982*

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-5422**: Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6484:

AZEVEDO, C.P.B. *Avaliação da Confiabilidade de Fundações de Torres Estaiadas em Linhas de Transmissão*. Dissertação de Mestrado UFMG. Belo Horizonte CAMPOS, J. C. D. **Elemento da fundações em concreto**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, v. Único, 2015.

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**.

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

Hachich, W. et al. – *Fundações: teoria e prática* – Ed. Pini – 1996.

NEVES, C. M. M. ; FARIA, O. B. ; ROTONDARO, R. ; SALAS, P. C. ; HOFFMANN, 2009. Seleção de Solos e Métodos de Controle em Construção com Terra – Práticas de Campo. Rede Ibero-americana PROTERRA. Disponível em <http://www.redproterra.org>. Acessado em 22 de março de 2018.

ORLANDO, C. “Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração. Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas,” Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1985.

Pesquisa de Solos. 2 ed, ver. Rio de Janeiro. 1997. Associação Brasileira de Normas Técnicas,

QUENTAL, J. C. **Comportamento Geomecânico dos Solos de Fundações das Torre da Linha de Transmissão Recife II/Bongi.** 2008. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, CTG. Recife, 2008.

RESERVE ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE. **Reforço na rede básica: Linha de transmissão 500 kV Quixadá - Açú III e Açú III - João Câmara III.** [S.l.]. 2013.

Rio de Janeiro/RJ.

SEPLAN. 2008. Atlas do Tocantins, subsídios ao planejamento à gestão territorial. Secretária de Planejamento do Estado do Tocantins.

Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.

JUNG, J. G. **Fundações superficiais de linhas de transmissão submetidas a esforços de tração:** Comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga. 2009. 59 p. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

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.

VELOZO, L. T. **Metodização do estudo das fundações para suportes de linhas de transmissão.**: 2010. Rio de Janeiro. Disponível em: <http://www.maxwell.vrac.pucRio.br/Busca_etds.php?strSecao=resultado&nrSeq=16178@1>. Acesso em: 5 Setembro 2015. Tese (Doutorado) - Pontífca Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.


<http://www.mme.gov.br/web/guest/secretarias/planejamento-e-desenvolvimento-energetico/dpe>

<https://www.ig-td.com.br/>

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARA. **Investigações Geotécnicas e de campo.** Laboratorio de Mecânica dos Solos e Pavimentação. Disponível em: <<http://www.lmsp.ufc.br/arquivos/graduacao/fundacao/apostila/02.pdf>>. Acesso em: 22/10/2015.

26.0 Anexos A – Laudo de Sondagem à percussão LPAE 06

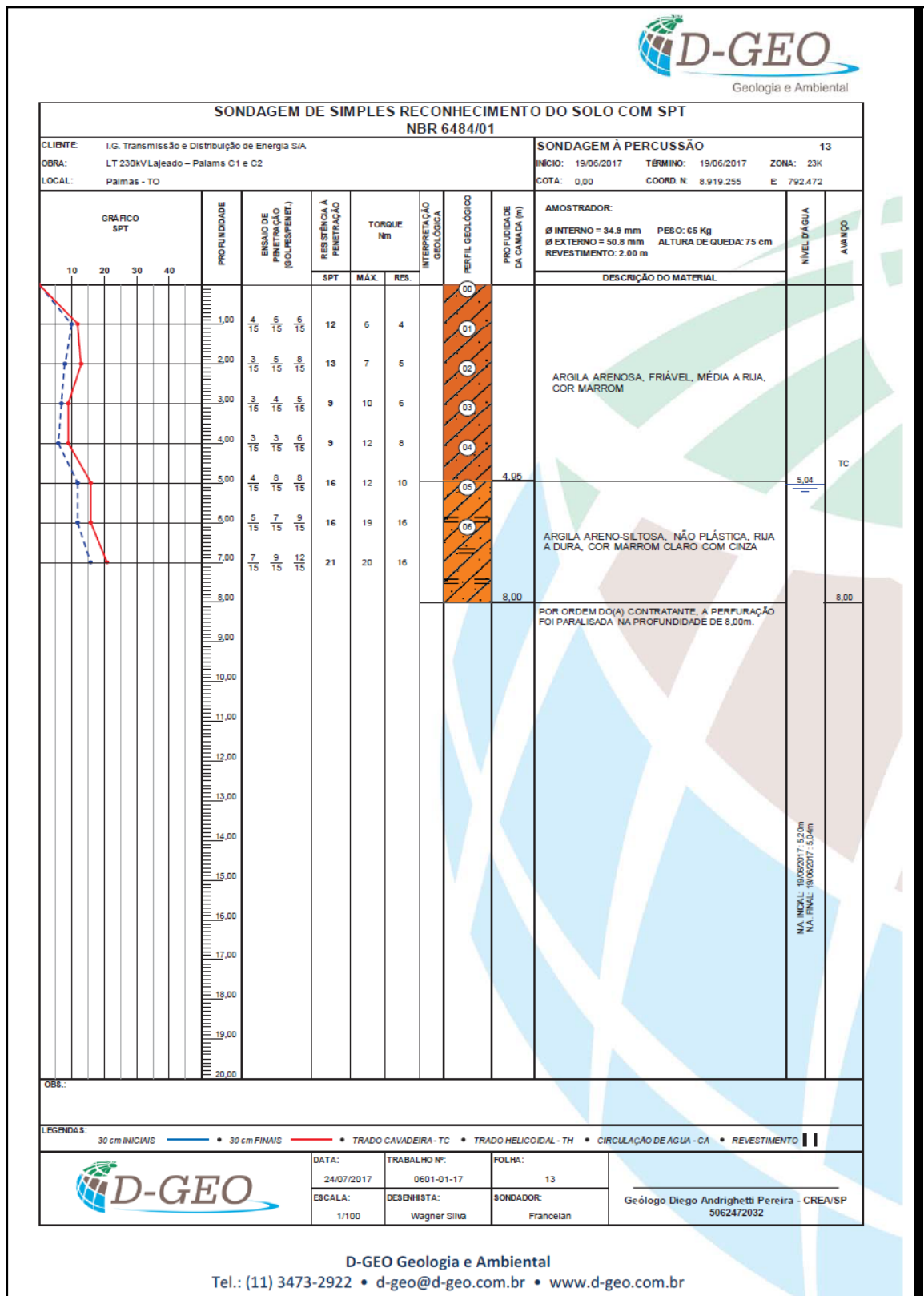


SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT NBR 6484/01						
CLIENTE: I.G. Transmissão e Distribuição de Energia S/A			SONDAGEM À PERCUSSÃO			06A
OBRA: LT 230kV Lajeado – Palams C1 e C2			INÍCIO: 30/06/2017	TÉRMINO: 30/06/2017	ZONA: 23K	
LOCAL: Palmas - TO			COTA: 0,00	COORD. N: 8.921.822	E: 790.728	
PROFUNDIDADE	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
				DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
1,00			0,97	AREIA FINA, FRIÁVEL, COR MARROM		TC 0,97
2,00				IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR		
3,00				NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 8.4.1 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
4,00						
5,00						
6,00						
7,00						
8,00						
9,00						
10,00						
11,00						
12,00						
13,00						
14,00						
15,00						
16,00						
17,00						
18,00						
19,00						
20,00						
OBS.:						
			DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:	Geólogo Diego Andrighetti Pereira - CREA/SP 5062472032
			10/07/2017	0601-01-17	06	
			ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	
			1/100	Wagner Silva	Francielan	

D-GEO Geologia e Ambiental
Tel.: (11) 3473-2922 • d-geo@d-geo.com.br • www.d-geo.com.br

Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

27.0 Anexo B – Laudo de Sondagem à percussão LPEL 13



Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

28.0 Anexo C – Lista de controle das fundações da LT 230 KV, C1 e C2 – Lajeado a Palmas

LT 230 KV LAJEADO PALMAS - C1 E C2 LISTA DE CONTROLE DAS FUNDAÇÕES																						
Cliente: miracema <small>TRANSMISSÃO E DISTRIBUIÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA</small>		Projeto: G <small>DISTRIBUIÇÃO</small>		Revisão: 00 Data: 13/12/2017 Elaborado por: ACG																		
ESTRUTURA Nº	LOCALIZAÇÃO	ESTRUTUR. TIPO	FUNDAÇÕES										SOLO			ORIENTAÇÃO DOS PÉS	ENSAIOS			PESO ESP. (kg/m³)		
			QUANTIDADES (kg)				TUBULÃO		SAPATA/BLOCO		PLACA LAJASTE		TPO DE SONDAGEM	TPO DE SÓLO	NIVEL D'ÁGUA		PERÍMETRO	ARRANCAMENTO	TACTIL VISUAL			
			TOTAL DE AÇO (kg)	CONCRETO (m³)	ESCAVAÇÃO (m³)	CALDA DE CIMENTO (m³)	MAIILHAS	TPO DE FUNDAÇÃO	DIAMETRO	COMPR. PROJETADO	LARGURA	PROFUNDIDADE	LARGURA/DIAMETRO (m)	PROFUNDIDADE	TPO DE SONDAGEM	TPO DE SÓLO	NIVEL D'ÁGUA	PERÍMETRO	ARRANCAMENTO	TACTIL VISUAL	PESO ESP. (kg/m³)	
PTC LAJ		FTC																				
1	40°24'32" D	LPAT	2.019,76	29,96	90,83			SAP		2,90	2,70				SPT 1G	4,25	VER DETALHE "A" NA PLANTA DE LOCALIZAÇÃO	A, B, C, D			1700	
2		LPSP	4.942,84	78,85	51,72			SAP		3,00	1,00				ST 1AS	11,30	TRAVESSIA COM RIO TOCANTINS E APLORADA 1,50m				1000	
3	5°47'26" E	LPSP	4.939,48	70,43	58,00			SAP		3,00	1,00				ST 2AS	N.F.E	E APLORADA 4,85m				1000	
4		LPEL	02270181	401,12	4,09	44,32		PLCMC		1,40	1,30	2,00	3,60	3,60	SPT 2AS		TRAVESSIA COM RODOVIA TO-010/ TRAVESSIA SOBRE LT 138KV MIRACEMA - PALMAS C1 e C2	MC	C		1000	
5		LPSP	887,12	15,72	14,12		20,00	TBR	1,00	4,50					SPT 1AS	1,10					1000	
6	90°0'1" D	LPAT	2.297,40	36,36	131,08			SAP		3,20	3,20				SPT 1A	N.F.E		A, B, C, D			1600	
7		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	SPT 1A			MC	A		1600	
8		LPSP	02110213	1.098,44	17,48	57,12		SAPBL		2,30	2,70				ST 3	N.F.E		A, B, C, D			2200	
9	31°16'54" E	LPAT	02090215	1.982,80	29,96	90,83		SAPBL		2,90	2,70				SPT 3	N.F.E	FM CABO D'OTERREI E OPGW 16,75mm INICIO CABO 30" EIS E OPGW 14,1mm CABO DE EMENDA OPGW	A, B, C, D			2200	
10		LPEL	01770185	238,14	2,85	17,59		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,00	2,00	IG			MC			1700	
11		LPEL	01770185	238,14	2,85	17,59		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,00	2,00	SPT 1G	N.F.E		MC	D		1700	
12		LPEL	01770185	238,14	2,85	17,59		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,00	2,00	IG			MC	C		1700	
13		LPEL	01770185	238,14	2,85	17,59		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,00	2,00	SPT 1G	5,04		MC	A		1700	
14		LPEL	01780187	238,14	2,85	17,59		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,00	2,00	IGS			MC	D		1000	
15		LPEL	01780187	238,14	2,85	17,59		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,00	2,00	SPT 1GS	1,54		MC	A		1000	
16		LPEL	02270181	401,12	4,09	44,32		PLCMC		1,40	1,50	2,80	3,60	3,60	SPT 2AS	1,89		MC	A, B, C, D		1000	
17		LPEL	02270181	401,12	4,09	44,32		PLCMC		1,40	1,50	2,80	3,60	3,60	SPT 2AS	2,32		MC	A, B, D		1000	
18		LPEL	02250188	238,14	2,85	30,15		PLCMC		1,40	1,30	2,00	3,50	3,50	SPT 2A			MC	A		1400	
19		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	SPT 1A	7,19		MC	A		1600	
20		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	1A		CAVA DE EMENDA OPGW	MC	B		1600	
21		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	SPT 1A	N.F.E		MC	D		1600	
22		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	1A			MC	D		1600	
23		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	SPT 1A	N.F.E		MC	A		1600	
24	41°5'53" D	LPAT	0197	1.223,60	28,96	26,68		TUB	1,20	5,90					SPT 2A	6,86		MC	A		1400	
25		LPEL	02250188	238,14	2,85	30,15		PLCMC		1,40	1,30	2,00	3,50	3,50	SPT 2A			MC	A, B, C, D		1400	
26		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	SPT 1A	N.F.E		MC	D		1600	
27		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	1A			MC	B		1600	
28		LPEL	01770185	238,14	2,85	17,59		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,00	2,00	SPT 1G	5,89		MC	C		1700	
29		LPEL	01730185	238,14	2,85	21,87		PLCMC		1,40	1,30	2,00	2,50	2,50	1A			MC	C		1600	

Fonte: Acervo IG Linha de Transmissão e Distribuição (2018)

