

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MATHEUS MARTINEZ GABRIEL DA SILVA

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO
ESTAIADA PARA UMA LINHA DE TRANSMISSÃO DE
ENERGIA ELÉTRICA**

ANÁPOLIS / GO

2021

MATHEUS MARTINEZ GABRIEL DA SILVA

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO
ESTAIADA DE LINHA DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA
ELÉTRICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADORA: VANESSA HONORATO DOMINGOS

ANÁPOLIS / GO:

2021

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, MATHEUS MARTINEZ GABRIEL

Projeto de Fundação de uma Torre de Suspensão Estaiada de Linha de Transmissão de Energia Elétrica

63P, 272 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2021)

TCC - UniEVANGÉLICA

Curso de Engenharia Civil.

1. Linhas de Transmissão

2. Fundação

3. Estais

4. Torre de Suspensão

I. ENC/UNI

II. Bacharel

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, Matheus Martinez Gabriel. Projeto de fundação de uma torre de suspensão estaiada de linha de transmissão de energia elétrica. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA, Anápolis, GO, 63p. 2021.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Matheus Martinez Gabriel da Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Projeto de fundação de uma torre de suspensão estaiada de linha de transmissão de energia elétrica

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2021

É concedida à UniEVANGÉLICA a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Matheus Martinez Gabriel da Silva
E-mail: engmatheusmgs@gmail.com

MATHEUS MARTINEZ GABRIEL DA SILVA

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO
ESTAIADA DE LINHA DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA
ELÉTRICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

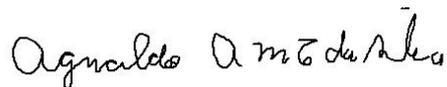
APROVADO POR:



**VANESSA HONORATO DOMINGOS, Mestra (UniEVANGÉLICA)
(ORIENTADORA)**



**RHOGÉRIO CORREIA DE SOUZA ARAÚJO,
Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**AGNALDO ANTONIO MOREIRA TEODORO DA SILVA,
Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 24 de MAIO de 2021.

RESUMO

Uma prática muito comum no dimensionamento de fundações de linhas de transmissão é a adoção de projetos tipos, onde uma única solução de fundação pode ser adotada em diversas torres que tenham os mesmos carregamentos e característica dentro do traçado previsto.

O grande desafio encontrado durante o cálculo dessas fundações é o esforço de tração, chamado de arrancamento, que foge do habitual visto diariamente na construção civil.

Para o presente trabalho foi desenvolvido um projeto de fundação em estação para o mastro central e outro para cada um dos estais de uma torre de suspensão estaiada denominada de CSEEL.

Por fim foram apresentados os resultados obtidos com base em informações semelhantes das usuais de mercado para que se pudesse aproximar ao máximo da realidade e assim trazendo uma maior confiabilidade no trabalho desenvolvido.

PALAVRAS-CHAVE:

Linhas de Transmissão. Fundação. Estais. Torre de Suspensão.

ABSTRACT

A very common practice in the design of transmission line foundations is the adoption of projects, where a single foundation solution can be adopted in several towers that have the same loads and characteristics within the planned route.

The great challenge encountered when calculating these foundations is the traction effort, called pullout, which differs from the usual seen daily in construction.

For the present work, a stationary foundation project was developed for the central mast and another for each of the stays of a cable-stayed suspension tower called CSEEL.

Finally, the results obtained were obtained based on similar information from market users so that they could get as close to reality as possible and thus bring greater reliability to the work developed.

KEYWORDS:

Transmission lines. Foundation. Stayed. Suspension Tower.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de torres: (a) Autoportante e (b) Estaiada.....	08
Figura 2 - Poço de Inspeção	13
Figura 3 - Sondagem à Trado	14
Figura 4 - Sondagem à Percussão.....	15
Figura 5 - Sondagem rotativa	16
Figura 6- Material armazenado.....	17
Figura 7 - Torre de Suspensão	19
Figura 8 - Torre de Ancoragem	19
Figura 9 - Torre Terminal.....	20
Figura 10 - Torre autoportante (a) e torre estaiada (b)	21
Figura 11 - Stub	21
Figura 12 - Estai ligado por vari-grip (a) e Grampo de ligação entre o estai e a fundação (b)	22
Figura 13 - Vão de peso.....	23
Figura 14 - Árvores de carregamentos	24
Figura 15 - Silhueta de uma torre autoportante	25
Figura 16 - Tubulão com stub	27
Figura 17 - Sapata com stub	28
Figura 18 - Locação da torre estudada.....	29
Figura 19 - Silhueta da seção transversal torre CSEEL.....	30
Figura 20 - Distância entre estrutura e sondagem	32
Figura 21 - Relatório de Sondagem SPT	33
Figura 22 - Mecanismo de ruptura proposto por Broms	38
Figura 23 - Reação do solo argiloso em relação ao esforço horizontal.....	40
Figura 24 - Tensão Admissível proposta por Joppert.....	46

LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Parâmetro de qualidade da rocha.....	18
Tabela 2 - Cargas nas fundações	31
Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos utilizados para elaboração dos projetos.....	34
Tabela 4 - Parâmetros adotados.....	42

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Abraceel	Associação Brasileira dos Comercializadores de Energia Elétrica
CIGRÉ	Conférence Internationale des Grands Réseaux Électrique à Haute Tension
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
EDF	<i>Electricité de France</i>
ERLAC	Encontro Regional Latino-Americano da Cigré
LT	Linha de Transmissão
NBR	Norma Brasileira
ONS	Operador Nacional do Sistema Elétrico
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	7
1.2. JUSTIFICATIVA	9
1.3. OBJETIVOS	9
1.3.1 Objetivo Geral	9
1.3.2 Objetivos Específicos.....	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	11
2.1.1 Poços de Inspeção	12
2.1.2 Sondagem à Trado.....	13
2.1.3 Sondagem à Percussão	14
2.1.4 Sondagem Rotativa	16
2.2 TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO.....	18
2.3 CARREGAMENTOS NAS TORRES.....	22
2.4 FUNDAÇÕES USUAIS EM LINHAS DE TRANSMISSÃO	25
2.4.1 Tubulão	26
2.4.2 Sapata	27
3 METODOLOGIA.....	29
3.1 TORRE UTILIZADA PARA O ESTUDO.....	29
3.1.1 Torre CSEEL.....	29
3.2 LOCAÇÃO DA TORRE E FURO DE SONDAGEM	31
3.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	32
3.4 RESISTÊNCIA DO SOLO QUANTO ÀS SOLICITAÇÕES NAS FUNDAÇÕES	35
3.4.1 Resistência ao arrancamento	35
3.4.2 Resistência à compressão	36
3.4.3 Resistência ao tombamento	38
3.5 PARÂMETROS ADOTADOS.....	41
4 RESULTADOS	44
4.1 DIMENSIONAMENTO DE ESTACÃO PARA MASTRO CENTRAL E ESTAIS	44
4.2 CÁLCULO DA FUNDAÇÃO DO MASTRO CENTRAL.....	44
4.2.1 Verificação à compressão	45
4.2.2 Cálculo das armaduras para o mastro central.....	47

4.3 CÁLCULO DA FUNDAÇÃO DOS ESTAIS	48
4.3.1 Tombamento – Método de Broms.....	48
4.3.2 Arrancamento – Método de Grenoble.....	48
4.3.2 Cálculo das armaduras para o mastro central.....	50
5 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	53
REFERÊNCIAS	54
ANEXO A.....	58
ANEXO B.....	59
ANEXO C.....	60

1 INTRODUÇÃO

A energia está presente em praticamente tudo ao nosso redor, nas usinas e indústrias, na iluminação pública, em nossos celulares e residências, tendo uma importância significativa para a sociedade. Desde a sua descoberta vem trazendo inúmeros proveitos, como: maior conforto e qualidade de vida para todos os indivíduos que tem acesso a ela. A energia elétrica está presente desde um simples acender de uma lâmpada, até mesmo ocasiões grandiosas, onde milhões de pessoas se beneficiam todos os dias, como é o caso dos usuários de metrô, pacientes de hospitais, todo o comércio em geral, os semáforos que compõem o trânsito, a iluminação pública, a conservação de alimentos, etc.

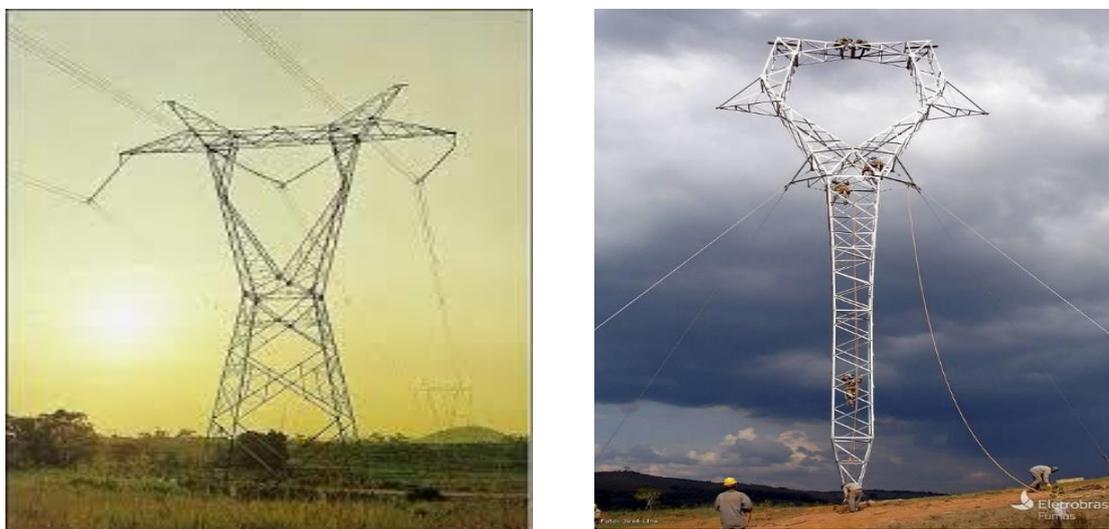
Basicamente a energia elétrica é dividida em três etapas, sendo elas: geração, transmissão e distribuição. Apenas na década de 1880 que a distribuição da energia elétrica se tornou necessária, quando centrais elétricas começaram a produzi-la, antes disso a mesma era gerada no local onde era consumida. No Brasil, em 1879, foi inaugurada a primeira instalação de energia elétrica permanente, situada na Estação Central da Estrada de Ferro Dom Pedro II, atual Central do Brasil, no Rio de Janeiro. Logo em seguida, em 1881, também na cidade do Rio de Janeiro, instalou-se a primeira iluminação externa pública do país, onde hoje é a Praça da República.

O Brasil conta com um total de 141.756 km de linhas de transmissão de energia elétrica (LT), com um potencial de transmitir 164.620 MW de energia. Até 2024 está previsto uma ampliação para 181.528 km de LT, transmitindo um total de 176.535 MW de energia. Atualmente, a produção de energia se dá por diferentes fontes, onde: 61,9% é por meio de hidrelétricas, 14,7% por termelétricas, 11,3% por energia eólica, 8,2% por biomassa, 2,4% por energia solar, 1,1% por nuclear e 0,4% outros tipos de fontes geradoras (ONS, 2020). A transmissão da energia é a etapa de transição que leva a energia produzida do ponto em que foi gerada até uma subestação ou de uma subestação à outra, onde de lá será distribuída até o consumidor final. Essa transmissão ocorre por meio de postes, torres e até mesmo de forma subterrânea. Sendo as torres o foco principal deste estudo.

Existem vários tipos de torre, cada uma com função, estilo e forma diferente, podendo ser autoportante (Figura 1a) ou estaiada (Figura 1b). Essas definições serão de extrema importância para a escolha de qual fundação utilizar e para uma maior otimização de projeto na hora do dimensionamento. As torres autoportantes, como o próprio nome já diz, se sustentam

por si só, na grande maioria dos casos contendo 4 pernas ou “patas”. Já as torres estaiadas são compostas por 1 ou 2 mastros centrais, juntamente com 4 estais, que compõe sua sustentação.

Figura 1: Tipos de torres: (a) Autoportante e (b) Estaiada



Fonte: Furnas (2020)

Além de serem divididas em autoportantes e estaiadas, as torres de linhas de transmissão também são classificadas pela função que desempenham, podendo ser uma torre de suspensão, ancoragem, terminal de início ou fim de linha ou transposição. Essas classificações são essenciais na hora da definição da fundação a ser adotada, pois os carregamentos exigidos em cada caso serão diferentes de acordo com a sua função.

As linhas de transmissão podem ter traçados que vão de pequenas distâncias até a milhares de quilômetros, como é o caso da LT que vai de Porto Velho, em Rondônia até Araraquara, no interior de São Paulo, sendo um total de aproximadamente 2.400 km de extensão, uma das maiores LTs do mundo. Devido a isso, é muito comum, que para uma mesma linha o projetista encontre vários tipos de solos diferentes, condições de vento e outras variáveis, pois se trata de um empreendimento que comporta cidades e até mesmo Estados diferentes. Sendo assim, para uma mesma linha de transmissão, com as mesmas características e com os mesmos carregamentos, pode acontecer de ser elaborado mais de uma alternativa de projeto de fundação.

As fundações das torres das linhas de transmissão de energia, contam com soluções típicas, já conhecidas na engenharia civil, como: sapatas e tubulões. Todavia, existem casos excepcionais, onde se faz necessário a adoção de projetos de fundações especiais, como é o caso de blocos ancorados em rocha para mastro central ou tirantes ancorados em rocha para

estais, por conta de condições de terreno ou imprevistos ocorridos durante a execução. De modo geral, as fundações são projetadas para um pior cenário e adotada essa solução para todas as outras torres que contenham características semelhantes.

1.2 JUSTIFICATIVA

No ano de 2019, segundo a Abraceel (Associação Brasileira dos Comercializadores de Energia Elétrica), o mercado livre de energia elétrica cresceu 6% e movimentou R\$ 134 bilhões. Em 2017, a energia renovável, gerada a partir de recursos naturais, empregou 10,3 milhões de pessoas em todo o mundo, direta ou indiretamente. O Brasil está entre os maiores empregadores do setor de energia renovável, junto com Estados Unidos, Índia, Alemanha e Japão. A China, sozinha, concentra 43% das oportunidades de trabalho. (Ubrabio, 2020).

O custo de implantação de uma linha de transmissão parte do investimento inicial do empreendimento somado aos custos de manutenção e de inspeção que periodicamente deve ser feita (Azevedo, 2011). Ao otimizarmos os projetos de fundações, esses custos podem ser reduzidos, aumentando assim a viabilidade do empreendimento, mas para que isso possa ocorrer da melhor forma, é preciso um maior investimento em pesquisas e ensaios, como por exemplo, uma sondagem completa do solo, trazendo maior confiabilidade na hora do projetista adotar parâmetros para esse solo.

As linhas de transmissão possuem uma enorme participação para que o sistema energético atual funcione de forma eficaz e eficiente. O sistema elétrico de um país funciona como um dos indicadores de desenvolvimento, ou seja, para um país ser considerado como um “país de primeiro mundo”, obrigatoriamente, o mesmo precisa apresentar um alto nível de investimento no setor energético.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é apresentar a melhor solução de fundação para uma torre de linha de transmissão de energia elétrica do tipo estaiada de suspensão, levando em consideração o perfil geotécnico e os esforços atuantes nas torres, como: a compressão, o arrancamento e o tombamento.

1.3.2 Objetivos específicos

A fim de atingir o objetivo geral, propõem-se os seguintes objetivos específicos:

- Descrever os tipos de torres de transmissão e seus elementos.
- Apresentar a metodologia de cálculo de uma fundação para uma torre de transmissão utilizando o laudo de sondagem SPT.
- Elaborar um projeto de fundação para uma torre estaiada de suspensão de linha de transmissão de energia elétrica.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo será feito um breve referencial teórico acerca dos principais temas para o desenvolvimento desse trabalho, tais: prospecção do subsolo, tipos de fundação, tipos de torres de transmissão e seus elementos.

2.1 INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

A etapa de reconhecimento do local onde será implantada a torre de linha de transmissão é de suma importância para a definição da fundação a ser adotada, é com base nas características e parâmetros de resistência que aquele solo local nos fornece, que será definido o tipo de fundação a ser adotado, visando sempre a escolha que mais se adequa às condições encontradas em campo. Chioffi (2013) afirma que a primeira etapa de conhecimento do solo deve ser o reconhecimento geológico da superfície, levando em conta imagens de satélites, fotointerpretação e trabalhos realizados em campo durante o percurso onde será implantada a LT.

Chaves (2004) afirma que o relatório de inspeção de campo deverá ser realizado por equipe experiente e competente a fim de coletar informações que sejam confiáveis o suficiente, permitindo assim a definição da fundação e também a elaboração da estratégia de execução e montagem das estruturas. Os relatórios elaborados pelos profissionais de campo podem conter informações de naturezas distintas, como: a acessibilidade do local, informações sobre a vegetação, a topografia, a existência de outras linhas de transmissão, relatórios fotográficos, dentre outros.

Após feito o reconhecimento da superfície ali presente, métodos de investigação do subsolo são empregados para que parâmetros mecânicos e características específicas possam ser obtidos. Vale ressaltar que para um único empreendimento, pode ser encontrado diversos tipos de solos, com as mais variadas características, tendo em vista que os trajetos de linhas de transmissão de energia podem variar de distâncias, que contemplam pequenos trechos até milhares de quilômetros. Para permitir uma melhor escolha das soluções de fundações, é necessário a realização de campanha de investigação geotécnica.

Segundo Ashcar (1999) em seu artigo publicado na Encontro Regional Latino-Americano da Cigré (ERLAC) faz recomendações técnicas para empreendimentos de linhas de transmissão. Segundo o autor, os ensaios SPT devem ser realizados sempre que alguma torre

da LT estiver disposta, chamada de lugares notáveis, como por exemplo: travessia de rios, aterros, fundo de vales, alagados, erosões e encostas.

Para Azevedo (2011) devido ao grande número de fundações a serem projetados e executados nas LTs, é economicamente inviável a execução de sondagem em todos os pontos de implantação de fundação. Em todas as torres deverão existir uma sondagem, porém sendo à percussão nos casos de torres com ângulo e pontos onde o perfil e planta indicar como existindo a presença de fundações especiais e sondagem à trado para as demais estruturas. Ashcar (1999) propõe que além desses pontos notáveis, também deve ser previsto ensaios SPT próximos das torres mais robustas da linha, como as ancoragens de fim de linha.

Os métodos de investigação mais recorrentes são: os poços de inspeção, sondagem à trado, sondagem à percussão (SPT) e sondagem rotativa, sendo o ensaio SPT o mais usual (Amaral, 2015).

2.1.1 Poços de Inspeção

O poço de inspeção (Figura 2) está limitado à profundidade até onde é possível escavar com o uso de uma pá ou picareta, o mesmo também se mostra muito restrito quanto à presença de nível de água. Contudo, esse tipo de inspeção permite a visualização das camadas de solo pela parede da escavação, permitindo também o registro fotográfico para uma melhor análise, feita por um profissional competente (Amaral, 2015).

Essa prática não é muito usual para linhas de transmissão, salvo raríssimas exceções, onde a mesma é solicitada, mas já aproveitando para realizar as escavações das fundações.

Figura 2: Poço de Inspeção



Fonte: Connect Sistemas de Energia (2021)

2.1.2 Sondagem à Trado

Entre as sondagens, essa é a mais simples. Assim como os poços de inspeção as sondagens à trado (Figura 3) são muito limitadas quanto a profundidade, geralmente não ultrapassam os 3 metros, dependendo do material escavado. O nível de água próximo da superfície também é um empecilho para esse tipo de ensaio (Amaral, 2015).

As camadas com solo mais rijo, contendo materiais mais granulares, como seixos e pedregulhos, não serão possíveis de avançar com o trado. A amostra deformável retida nesse tipo de ensaio fornece uma caracterização que se limita ao reconhecimento tátil-visual, não contendo parâmetro mecânico do solo, como: coesão, ângulo de atrito, peso específico natural, entre outros. Entretanto é muito eficiente para informações como: o tipo de solo, cota no nível de água e afloramentos ou fragmentos rochosos (Amaral, 2015).

Figura 3: Sondagem à Trado



Fonte: Connect Sistemas de Energia (2020)

2.1.3 Sondagem à Percussão

A Sondagem à Percussão (Figura 4) ou também conhecida como *Standard Penetration Test* (SPT) é o método de ensaio geotécnico mais popular no Brasil e é regulamentado pela NBR 6484 (ABNT, 2020). Assim como o ensaio com o trado, o SPT também é incapaz de avançar diante de solos mais granulares como os seixos e pedregulhos, porém o amostrador não se limita a solos secos, permitindo a realização do ensaio em cotas inferiores ao nível da água.

O SPT fornece um parâmetro mecânico do solo muito utilizado no dimensionamento de fundações, trata-se do N_{spt} .

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2020), o N_{spt} é o índice de resistência à penetração determinado pelo número de golpes correspondente a cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se martelo de 65kg de massa. O ensaio consiste na cravação desse amostrador-padrão, utilizando do martelo de 65kg para bater em queda livre de uma altura de 75 cm. Para cada metro será computado um valor de N_{spt} , até que o ensaio seja interrompido.

A Norma ainda afirma que o critério de paralização do ensaio SPT é de responsabilidade técnica da contratante ou de seu preposto e deve ser definido de acordo com as necessidades específicas do projeto. Entretanto, quando a contratante não tiver um critério de parada definido, a NBR 6484 (ANBT, 2020) propõe, dentre outros critérios, que a sondagem seja interrompida quando:

- a) o avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 10 m de resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 25 golpes;
- b) o avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 8 m de resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 30 golpes;
- c) o avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 6 m de resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 35 golpes.

Figura 4: Sondagem à Percussão



Fonte: Connect Sistemas de Energia (2018)

2.1.4 Sondagem Rotativa

Dentre todas as modalidades de sondagem citadas anteriormente, a sondagem rotativa (Figura 5) é aquela que não tem restrição quanto a dureza do material a ser estudado. Geralmente, utiliza-se o próprio furo da execução do SPT para dar continuidade com a rotativa, após o impenetrável do SPT. Esta sondagem consiste em um mecanismo que é composto por uma haste (cabecote de perfuração) rotacionada por um motor. Na extremidade da haste tem-se a presença de uma coroa de diamante ou pastilhas de tungstênio, que é responsável por realizar o corte do solo disposto, e acima deste tem-se o barrilete (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 5: Sondagem rotativa



Fonte: Connect Sistemas de Energia (2020)

O barrilete é a peça que retém o material recuperado durante o ensaio, isso quando se trata de uma sondagem rotativa descritiva, realizada quando há a intenção de preservar o “testemunho”, para que sejam realizados testes em laboratório posteriormente (Amaral, 2015), como por exemplo, o ensaio de compressão feito com prensa, assim como acontece nas execuções com corpos de prova de concreto.

Ao chegar no fim da sondagem rotativa, o que se tem em campo é uma caixa contendo todo o material retido no barrilete (Figura 6) com suas respectivas demarcações de profundidade, de acordo com a cota de cada tipo de material recuperado.

Figura 6: Material armazenado



Fonte: Connect Sistemas de Energia (2020)

Um parâmetro de grande importância obtido durante a sondagem rotativa é a *Rock Quality Designation (RQD)*, esse dado é definido conforme o percentual de rocha ou material retido no barrilete. Quando esse percentual é alto, acima dos 90%, a rocha é considerada como sendo uma rocha sã ou rocha com baixo índice de decomposição (VELLOSO e LOPES, 2010). Porém conforme esse percentual vai diminuindo, a caracterização da rocha vai passando por derivações, como: rocha medianamente decomposta, até chegar no ponto de rocha fraturada, que é quando o processo de decomposição do material rochoso está muito avançado e não se tem uma resistência tão alta como se esperava, por não ser mais possível avançar com o ensaio SPT. A Tabela 1 apresenta a classificação de rocha de acordo com o parâmetro RQD.

Tabela 1: Parâmetro de qualidade da rocha

RQD	Qualidade do Maciço Rochoso
0 - 25%	Muito fraco
25 - 50%	Fraco
50 - 75%	Regular
75 - 90%	Bom
90 - 100%	Excelente

Fonte: Adaptado de (Velloso e Lopes, 2010).

Veloza (2010) consideravam que nos projetos de linhas de transmissão essa sondagem poderia ser realizada quando houvesse vãos muito grandes entre LT ou para o caso de fundações que exigissem um maior detalhamento das suas propriedades, ou ainda para zonas de taludes. Segundo Azevedo (2011) geralmente é feita uma mescla entre sondagem à percussão (em torres

com ângulo e em pontos onde o perfil e planta indica fundação especial) e nas demais sondagens utilizar o trado, sendo pelo menos 1 sondagem para cada torre.

2.2 TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

As torres de linhas de transmissão têm como objetivo sustentar os cabos condutores e para-raios, levando em conta a viabilidade quanto a distância de segurança, desempenho e custo. Os modelos mais usuais no Brasil são as metálicas treliçadas, devido a sua grande versatilidade na utilização e facilidade de montagem em campo, podendo ser utilizadas em um espaço limitado (Veloza, 2010).

Segundo Fuchs (1997) essas torres são subdivididas em três principais características de acordo com a função que desempenha, podendo ser uma torre de suspensão, ancoragem ou terminal (início ou fim de linha):

- Torre de Suspensão (Figura 7): são aquelas que suspendem os cabos condutores no decorrer do eixo da LT, sem formação de ângulo, apenas dando continuidade no percurso, suportando carregamentos horizontais e verticais, além da parcela de esforço decorrente do vento no sentido longitudinal e transversal.

Figura 7: Torre de Suspensão



Fonte: Autoria própria (2020).

- Torre de Ancoragem (Figura 8): são aquelas utilizadas quando há necessidade de alteração do percurso, criando um vértice. Esse ângulo faz com que além dos esforços já previstos, ainda seja gerado uma resultante devido a tração dos cabos condutores.

Figura 8: Torre de Ancoragem



Fonte: Connect Sistemas de Energia (2019)

- Torre Terminal (Figura 9): são aquelas aplicadas no início ou no fim da LT apresentando tração dos cabos em apenas uma das direções, tornando o esforço atuante nas fundações muito superior quando comparado com uma torre de suspensão.

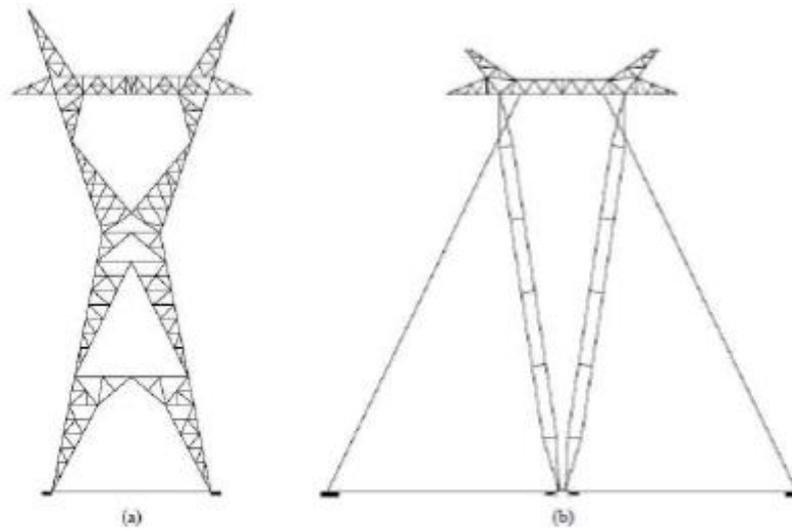
Figura 9: Torre Terminal



Fonte: Connect Sistemas de Energia (2020)

Uma outra classificação que é feita para as torres é com relação ao sistema estrutural empregado, podendo ser autoportantes (Figura 10a) ou estaiadas (Figura 10b). As torres autoportantes tem seu equilíbrio garantido através de sua própria estrutura, enquanto as estaiadas dependem dos estais para garantir o equilíbrio (CHAVES, 2004).

Figura 10: Torre autoportante (a) e torre estaiada (b)



Fonte: Garcia (2005)

Os estais são elementos que reagem à tração em decorrência dos esforços horizontais gerados, em especial as ações do vento na estrutura e nos cabos. Já as torres autoportantes utilizam de uma peça da estrutura metálica chamada stub (Figura 11), que serve para unir a torre e o elemento de fundação.

Figura 11: Stub



Fonte: Aatoria própria (2020)

A escolha do uso entre uma ou outra vai depender muito da topografia local onde será implantada a linha de transmissão, quanto mais favorável o cenário, maior será a incidência de torres estaiadas (Figura 12a e 12b), por conta de serem estruturas mais leves, abaixando assim o custo do empreendimento. Quanto maior o percentual de torres estaiadas no empreendimento,

melhor é o aproveitamento da LT, tendo em vista que só são implantadas onde existem trechos de suspensão, portanto, quanto mais vértices no decorrer da linha, maior será o número de estruturas autoportantes, aumentando assim o custo de implantação da linha de transmissão.

Figura 12: Estai conectado por vari-grip (a) e Grampo de ligação entre o estai e a fundação (b)

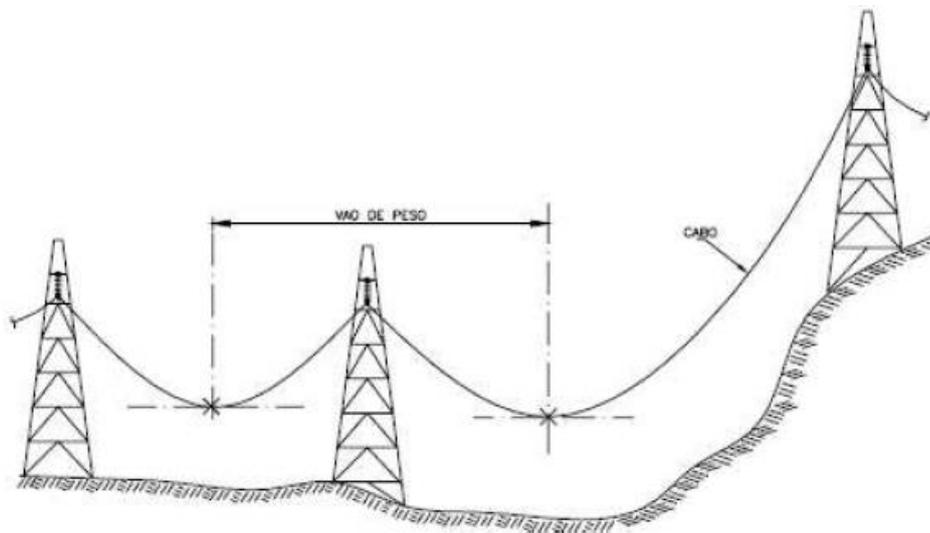


Fonte: Autorial própria (2020)

2.3 CARREGAMENTOS NAS TORRES

Os carregamentos nas torres de linhas de transmissão estão dispostos no sentido vertical, longitudinal e transversal. Os esforços verticais são oriundos da força gravitacional dos elementos que compõem a torre, como por exemplo: cabos condutores, cabo para-raios, peso próprio, cadeia de isoladores, dentre outros. Os esforços longitudinais advêm do que é o chamado “vão de peso”, que é a distância horizontal entre os pontos de tangente nivelada com a catenária dos vãos adjacentes à torre (Figura 13) e também são decorrentes da tração que os cabos estão submetidos. Já os esforços transversais, são aquelas devido à atuação do vento nos elementos das torres, ou quando for o caso de ocorrência de um vértice, onde o vão de peso equivalente gera um esforço transversal ao eixo da LT.

Figura 13: Vão de peso



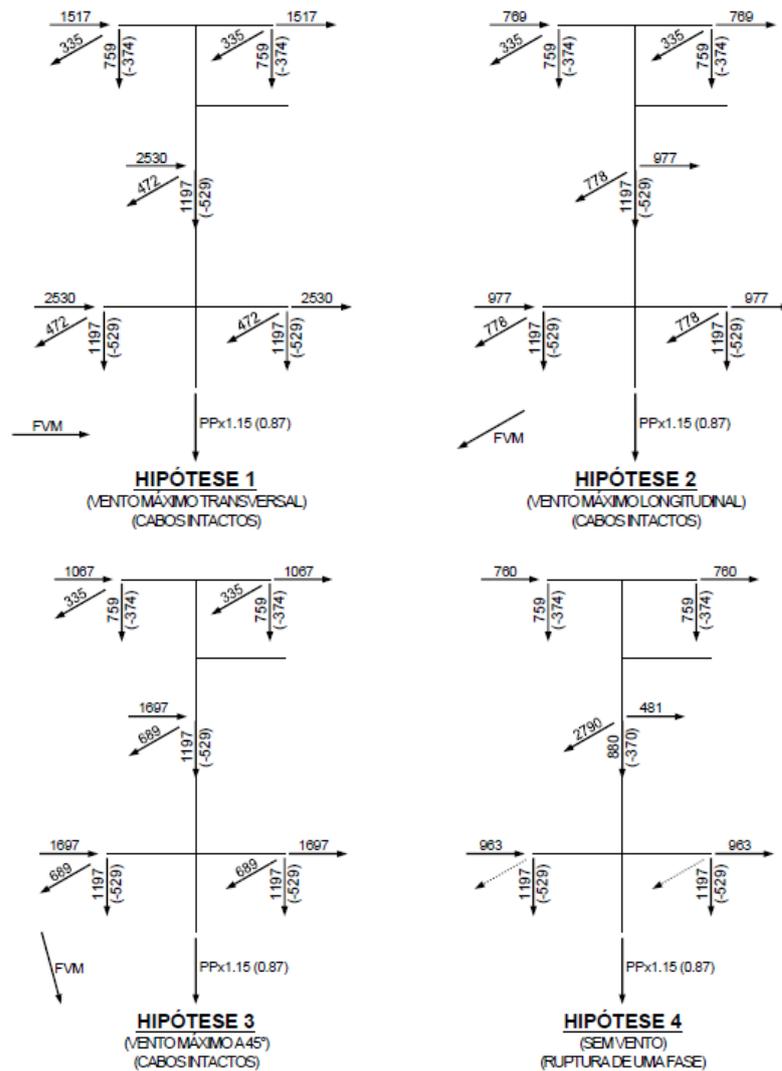
Fonte: Chaves (2004)

A equipe eletromecânica da linha de transmissão ficará responsável por encaminhar ao projetista da torre as árvores de carregamentos (Figura 14). Com base nessas informações, o projetista indicará inúmeras hipóteses de carregamentos em cada um dos tipos de torres e também ficará responsável por indicar os esforços que atuam nas fundações. Essas hipóteses levam em consideração vários cenários diferentes (CHAVES, 2004):

- Vento máximo em qualquer direção, sem que haja ruptura dos cabos.
- Vento reduzido, com ruptura do cabo para-raios.
- Vento reduzido, com ruptura de cabo condutor.
- Cargas oriundas da construção ou montagem das torres, lançamento dos cabos e peso do colaborador em cima da torre.

Segundo Barrichello (2011), as torres de transmissão e suas fundações deverão garantir segurança quanto aos fatores climáticos e propagação de falhas.

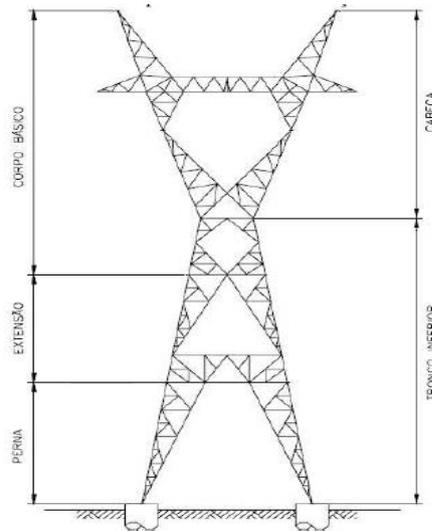
Figura 14: Árvores de carregamentos



Fonte: Autoria Própria (2020)

Dentre todas as hipóteses, o projetista da fundação deverá levar em conta nos cálculos de dimensionamento o afloramento do pilarete após a escolha de pernas, que é feita pelo projetista da linha, esse afloramento se faz necessário para auxiliar no nivelamento da torre nos pontos onde existam desníveis no terreno. As torres são compostas por cabeça, extensões e pernas (Figura 15), podendo variar de acordo com a necessidade encontrada em campo. A cabeça da estrutura segue um tamanho fixo pré-definido durante a realização dos estudos das estruturas, já as extensões variam de acordo com a altura de torre necessária em cada ponto, e por fim, as pernas variam de acordo com o relevo do local onde será implantada a torre, podendo ser adotados tamanhos de pernas distintos e também a altura do pilarete da fundação para se adequar aos desníveis, como o projetista achar melhor.

Figura 15: Silhueta de uma torre autoportante



Fonte: Chaves (2004)

2.4 FUNDAÇÕES USUAIS EM LINHAS DE TRANSMISSÃO

As fundações são os elementos responsáveis por receber e transmitir para o solo cargas e esforços provenientes de estruturas e edificações dos mais variados tipos. No caso das linhas de transmissão, essas cargas e esforços são decorrentes da construção, montagem e operação da linha. As fundações são divididas em dois tipos, sendo eles, fundação direta (rasa ou superficial) e fundação profunda.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) fundação direta é o elemento cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação. Fundação profunda é o elemento que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo a sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 metros; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

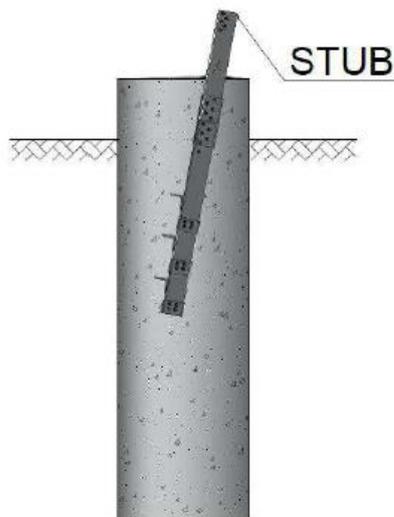
2.4.1 Tubulões

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) o tubulão é um elemento de fundação profunda, onde pelo menos na etapa final da escavação se faz necessária a descida de um colaborador para

a execução de trabalho manual, seja ele o alargamento da base ou a limpeza do fundo da cava, tendo em vista que nesse tipo de fundação as cargas são resistidas preponderantemente pela ponta.

Quando a resistência mecânica pretendida para o solo não é alcançada nas camadas mais superficiais é necessário buscar uma alternativa de fundação profunda. Essa é a proposta apresentada pelo tubulão (Figura 16), que pode ter base alargada ou não. Segundo ASHCAR (1999), o comprimento total do tubulão pode variar de 3,0 a 10,0 metros de profundidade, sendo a base mais o fuste. Para CHAVES (2004) a grande utilização do tubulão em linhas de transmissão se dá devido ao baixo custo de implantação. Uma outra característica muito vantajosa também é a vasta área de concreto em torno do stub, trazendo uma maior proteção, mesmo com sua inclinação dentro da fundação.

Figura 16: Tubulão com stub



Fonte: Amaral (2015)

2.4.2 Sapatas

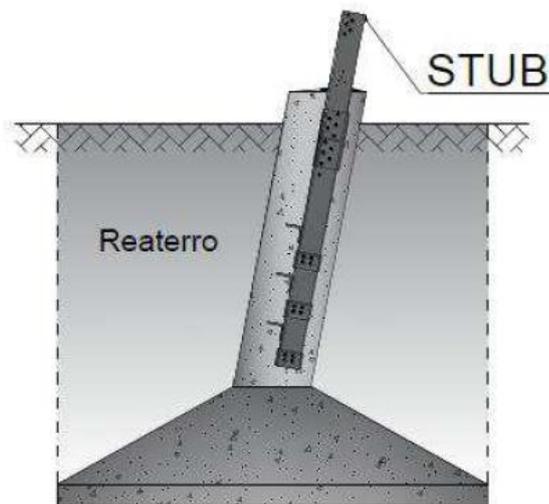
De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) sapata é um elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração resultantes sejam resistidas por uma armadura especialmente disposta para esse fim. Quando aplicadas nas torres das LTs, as sapatas ficam assentadas em pequenas profundidades, por volta de 2 a 3 metros, por conta disso as mesmas não são recomendadas em locais onde se têm registros de solos erosivos (ASHCAR, 1999).

As sapatas (Figura 17) quando utilizadas em torres do tipo autoportantes têm seu fuste inclinado, com o mesmo ângulo adotado para o stub. Essa evolução construtiva se fez necessária

por conta da maior viabilidade e enorme economia gerada. Ao adotar essa geometria, o ponto de aplicação dos esforços decorrentes dos pés das sapatas coincide com o centro da mesma, permitindo assim, uma amenização do momento fletor (ASHCAR, 1999). Dessa forma, também se garante um bom cobertura para o stub.

Uma boa execução do reaterro é fundamental para o bom funcionamento das sapatas, principalmente quanto à resistência ao arrancamento. Dias (GARCIA, 2005) constatou que sapatas com reaterro bem executado, apresentaram até 72% a mais de resistência ao arrancamento em relação a um terreno com compactação superficial.

Figura 17: Sapata com stub



Fonte: Amaral (2015)

3 METODOLOGIA

Nesse capítulo serão apresentados os dados e parâmetros necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundação para uma torre de suspensão estaiada de linha de transmissão 500 kV, situada no perímetro rural da cidade de Milagres no sul do Ceará (Figura 18).

Figura 18: Localização da torre estudada



Fonte: Google Earth (2021) modificado pelo autor (2021)

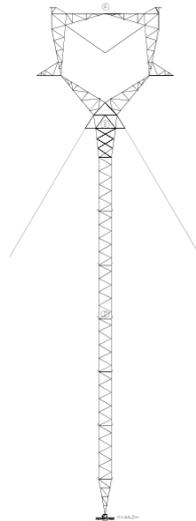
3.1 TORRE UTILIZADA PARA O ESTUDO

A torre de suspensão utilizada para a elaboração dos projetos de fundação do presente trabalho tem características e valores de carregamentos reais, semelhante aos usuais do mercado atual, sendo nominada de CSEEL

3.1.1 Torre CSEEL

O objeto de estudo do presente trabalho é a torre CSEEL, sendo um modelo da família Cara de Gato, que é a sua forma. Essa torre é uma das que compõe a LT 500 kV, sendo a mesma estaiada e de suspensão leve. A seguinte silhueta (Figura 19) foi adotada para atender as necessidades tanto do projeto eletromecânico quanto da parte civil, com base nela foram testadas todas as hipóteses de carregamentos e diagramas de esforços, para que assim fosse possível encontrar a carga atuante que chega nas fundações.

Figura 19: Silhueta da seção transversal torre CSEEL



Fonte: Autoria própria (2021)

A carga última nas fundações está de acordo com o memorial de cálculo elaborado pelo projetista da estrutura conforme disposto no Anexo A. Na Tabela 2, está apresentado um resumo das hipóteses selecionadas para a elaboração da fundação, sendo elas: a que apresenta o maior esforço vertical, o maior esforço longitudinal, o maior esforço transversal e o maior esforço gerado pelo valor da resultante entre o esforço longitudinal e transversal, onde nesse caso coincidiu de ser a mesma hipótese da maior transversal para o mastro. Foi utilizada a velocidade de vento máxima atuante e considerado um período de retorno de 250 anos.

Tabela 2: Cargas nas fundações

CARGAS PARA O MASTRO					
Hipótese	Combinação	FZ (Vertical)	FY (Transversal)	FX (Longitudinal)	FR (Resultante)
13i	A 0	-61.383	-65	5.582	5.582
e. 7I	A 0	-54.118	3.318	-1.329	3.574
1 I	M 0	-74.846	1.069	0	1.069
CARGAS PARA OS ESTAIS					
Hipótese	Combinação	FZ (Vertical)	FY (Transversal)	FX (Longitudinal)	FR (Resultante)
2RI	A 0	24.618	-14.604	14.293	20.434
1 I	M 0	24.415	-14.642	14.292	20.461

Fonte: Autoria Própria, 2021

O carregamento utilizado para o dimensionamento das fundações é a carga última definida no memorial de cálculo do fabricante, majorada por um fator de 1.1, ou seja, em 10%, atendendo ao que se chama de “sequência preferencial de falha”, que diz que a fundação deve ser o último elemento a romper em caso de colapso. Esse valor é contestado por muitos projetistas de fundações de linhas de transmissão, por conta de não haver nenhum estudo que

demonstre como se chegou a esse número, porém é uma prática que já é utilizada por mais de 30 anos no desenvolvimento dos projetos, sendo assim o fator foi aplicado para o dimensionamento das fundações do presente trabalho.

3.2 LOCAÇÃO DA TORRE E FURO DE SONDAGEM

O primeiro passo para a implantação de um novo trecho de linha de transmissão é a definição de um traçado preliminar, após a definição desse traçado uma equipe de topografia é contratada para fazer o estudo topográfico do local escolhido para passagem da LT. Essa etapa é de extrema importância, pois é a partir dela que todo o restante fluirá. O ideal seria que esse traçado fosse uma linha reta do início até o final do trecho da linha, porém é praticamente impossível não encontrar nenhum impedimento pelo caminho, e quanto mais longo for o trecho da LT, maiores são os problemas encontrados no decorrer de sua extensão.

As interferências encontradas vão desde residências e construções privadas até áreas de preservação permanentes e parques arqueológicos, sendo assim, tudo que gera um trâmite legal para aprovação da passagem da linha de transmissão é preferível que seja evitado, mas não se pode também fugir muito do traçado proposto inicialmente, pois quanto mais alta a quilometragem que o percurso ficar, maior é o custo de implantação do empreendimento.

Assim a equipe de topografia avança pelo traçado proposto e vai abrindo caminho caso o local seja de difícil acesso. Com o avanço, os colaboradores vão locando os pontos onde serão implantadas as torres e futuramente esses pontos serão utilizados pela equipe de sondagem para realização do serviço. Conforme o projeto vai sendo desenvolvido, é normal que apareçam novas interferências e dificuldades, devido a isso, é comum que aconteça de uma torre ou outra ser relocada um pouco em relação ao ponto escolhido anteriormente, o que faz com que nem sempre os pontos de sondagem coincidam com o piquete central da torre.

Entretanto essas relocações quando acontecem costumam ser poucos metros para um sentido ou outro, são as chamadas variantes. Quando essa situação ocorre e o ensaio de sondagem já foi realizado, fica a cargo da empresa dona da LT refazer o ensaio, mas normalmente isso não ocorre, então é preciso utilizar aquele relatório SPT realizado anteriormente como referência. Esse é o caso do presente estudo, onde o furo de sondagem ficou cerca 9 metros distante do piquete central da torre, conforme Figura 20.

Figura 20: Distância entre estrutura e sondagem



Fonte: Google Earth (2021) modificado pelo autor (2021)

3.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

É recomendado que seja realizado pelo menos um ensaio SPT de preferência em cima do piquete central de cada torre, porém, não é sempre que essa prática é adotada, visando que não há uma norma específica que trata sobre ensaios de campo para as linhas de transmissão de energia. Os parâmetros geotécnicos utilizados para a elaboração dos projetos de fundação foram obtidos através de correlações feitas com base no resultado do ensaio SPT (Figura 21) realizado próximo ao piquete central do local onde a torre será locada. Dentro da extensão da linha, foram realizados diversos ensaios de sondagem percussão, o que tornou possível compreender o perfil geológico do solo na região de implantação da LT e escolher a sondagem mais próxima da estrutura CSEEL.

Figura 21: Relatório de Sondagem SPT

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. À PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT					DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
			1º+2º	2º+3º	PRIMEIROS 15 cm					Perfil Geológico	DESCRIÇÃO TÁCTIL VISUAL
					ULTIMOS 30 cm						
			GRÁFICO DO N.º GOLPES		10	20	30	40	50		
-1,00	0										Argila arenosa vermelha com pedregulhos
-2,00	1		20	22							Argila arenosa muito compacta vermelha com pedregulhos
-3,00	2		30	33							Argila arenosa muito compacta vermelha com pedregulhos
-4,00	3		47	54							Alteração de rocha
-4,45	4		60/18	60/16							Alteração de rocha
	5										
	6										
	7										
	8										
	9										
	10										
	11										
	12										
	13										
	14										
	15										
	16										
	17										
	18										
	19										

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
10/10/18		N.E.	-4,45

Coordenadas	
E:	509366.03
N:	9188738.19

CONTRATANTE: Connect Sistemas de Energia		OBSERVAÇÃO: Furo paralisado por atingir o impenetrável à percussão.
OBRA: Trabalho de Conclusão de Curso		
LOCAL: MILAGRES - CE		
CIDADE: MILAGRES - CE	INÍCIO: 10/10/18 TÉRMINO: 10/10/18	COTA DO FURO: 355,55
INÍCIO LAVAGEM:	COMP. REVESTIMENTO:	

ORDEM DE SERVIÇO	NÚMERO DO RELATÓRIO	VISTO
RESP. TÉCNICO:	APROVADO	

Fonte: Connect Sistemas de Energia (2021)

Conforme pode ser constatado na Figura 20, a sondagem foi iniciada no dia 10/10/2018 e finalizada no mesmo dia, o furo foi feito na cota de + 355,55m, e o solo encontrado foi uma argila arenosa vermelha com pedregulhos, valores de N_{spt} entre 22 e 33 golpes, indicando um solo de boa resistência. Aos 3 metros de profundidade foi encontrado uma camada de alteração de rocha, que se manteve até 4,45 m, nessa espessura o N_{spt} variou de 54 a 60 golpes. A sondagem foi paralisada a 4,45 metros, pois se atingiu o impenetrável a percussão de acordo com os critérios da NBR 6484 (ABNT, 2001). Até a profundidade final de sondagem não havia se encontrado o nível de água.

Com essas características de subsolo, viabiliza a adoção de qualquer tipo de fundações, seja do tipo profunda ou rasa, ficando a critério do projetista a melhor escolha. Baseado no tipo de solo obtido na sondagem foi considerado os seguintes parâmetros de resistência do solo, como pode ser visto na Tabela 3, que também são necessários para a elaboração do projeto de fundação.

Tabela 3: Parâmetros geotécnicos utilizados para elaboração dos projetos

Nomenclatura do Solo	I
Coesão do Solo (c):	0,3 kgf/cm ²
Coesão não drenada (c_u)	0,7 kgf/cm ²
Ângulo de atrito do solo (ϕ):	25°
Peso específico do solo (γ):	1600 kgf/m ³

Fonte: Autoria própria (2021)

Para que os parâmetros definidos na Tabela 3 sejam utilizados, é preciso garantir que o solo local seja residual jovem ou bem desenvolvido, a característica que determina esse tipo de solo é o aumento da quantidade de golpes durante o ensaio SPT conforme o amostrador avança na profundidade.

Foi adotada uma nomenclatura de I a V para classificação do solo e o acréscimo da letra “S” para para os casos de solo submerso. O solo tipo I é adotado sempre que constatado um N_{spt} maior ou igual a 15 sem a presença de água e I-S com água, o solo tipo II é para os casos onde o N_{spt} está entre 10 e 14, o solo tipo III é utilizado para um valor de N_{spt} que vai de 7 a 9 golpes, o solo tipo IV é adotado para valores de N_{spt} entre 4 e 6 e o solo tipo V fica para os casos onde é constatado afloramento de rocha, sendo ele V-I para rocha sã e V-II para

os casos de rocha fraturada. Para os valores de N_{spt} menores que 4, cada caso será analisado com caráter exclusivo e serão todos considerados com fundações especiais.

3.4 RESISTÊNCIA DO SOLO QUANTO À SOLICITAÇÕES NAS FUNDAÇÕES

O elemento de fundação deve ser dimensionado de modo a atender todos os esforços solicitantes de forma segura e economicamente viável. Para os casos de fundações em linhas de transmissão, os esforços que governam o dimensionamento são: tombamento, compressão e arrancamento. Os tópicos a seguir vão apresentar a forma como o solo reage à essas solicitações e garantir segurança e confiabilidade na hora de adotar uma solução de fundação.

3.4.1 Resistência ao arrancamento

O esforço de arrancamento da fundação será gerado devido à tração aplicada nos cabos dos estais que são ligados no mastro central da torre. Ele é o principal diferencial das fundações encontradas em linhas de transmissão de energia quando comparado aos casos corriqueiros da construção civil.

Como métodos de cálculo de arrancamento tem-se: método do cone, cilindro de atrito e método de Grenoble. Para esse estudo foi adotado o método de Grenoble por ser o mais aprimorado e refinado, que se baseia em parâmetros do solo.

O método de Grenoble foi desenvolvido pela Universidade de Grenoble com apoio da organização estatal francesa de energia elétrica Eletricité de France (EDF). Atualmente é o método mais confiável e mais utilizado por projetistas de fundações de linhas de transmissão para a verificação quanto ao combate do esforço de arrancamento. Quando o método foi apresentado, foram realizados diversos ensaios em modelos reduzidos e o CIGRÉ (Conférence Internationale des Grands Réseaux Électrique à Haute Tension), principal entidade relacionada à energia elétrica no mundo, realizou um grande número de testes em corpos-de-prova em escala natural.

O método de Grenoble é completo e abrange tanto fundações rasas quanto as profundas. Ele considera quatro parcelas de resistência, sendo elas: o atrito, a coesão, a sobrecarga no terreno e o peso da fundação (concreto + solo). Para as fundações das linhas de transmissão a parcela de sobrecarga no terreno é desconsiderada e os tubulões são calculados como estacas (Danziger, 1983).

O método define uma superfície de ruptura cujo ângulo (α) é condicionado pelo seu ângulo de atrito (ϕ). Para o cálculo de tubulões retos o ângulo de ruptura é $(-\phi/8)$ (Danziger, 1983).

A Equação 1 utilizada para a verificação em estacas é:

$$Q_{rt} = p \cdot L [c \cdot Mc + \gamma \cdot D (Mf + M\gamma) + q_0 \cdot Mq] + P \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

Q_{rt} : Carga de ruptura

p : Perímetro

L : Profundidade de assentamento

c : Coesão

γ : Peso específico efetivo do solo

q_0 : Sobrecarga uniforme

P : Peso próprio da fundação

3.4.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão será verificada quanto a tensão exercida na base da fundação em relação a tensão admissível calculada para tal terreno. Primeiramente calcula-se o volume de concreto máximo considerando o maior afloramento possível conforme a Equação 2.

$$V_{cmáx} = \pi \cdot D^2/4 \cdot (P + G_{max}) \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

P : a profundidade

G_{max} : a maior altura possível de pilarete.

Após a determinação do volume de concreto máximo, é calculado o peso de concreto máximo, conforme a Equação 3.

$$PC_{m\acute{a}x} = VC_{max} \cdot (\gamma_{cc}) \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde:

γ_{cc} : peso específico do concreto armado

E por fim é determinada a tensão média atuante na base (σ_{med}):

$$\sigma_{med} = (C + PC_{max} - \pi \cdot D \cdot \tau \cdot (P - D)) / (\pi \cdot \frac{D^2}{4}) \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

C : compressão máxima atuante

D : diâmetro da fundação

τ : coeficiente de atrito lateral

Para a verificação quanto ao fator de segurança, é proposto:

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm} \quad (\text{Eq. 5})$$

Conforme a NBR 6122:2019, a determinação da tensão admissível a ser adotada se baseia no item 7.3 (Determinação da Tensão Admissível ou Tensão Resistente de Projeto a Partir do Estado-Limite Último). Esse item indica que a tensão admissível deverá ser fixada a partir da utilização de algum procedimento a seguir:

- (i) prova de carga sobre placa (item 7.3.1);
- (ii) métodos teóricos (item 7.3.2);
- (iii) métodos semi-empíricos (item 7.3.3).

Convencionalmente, são mais utilizados os métodos semi-empíricos. Estes métodos relacionam resultados de ensaios (tais como SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos. Seguindo a formulação de Joppert (2007) para estações, tem-se a Equação 6:

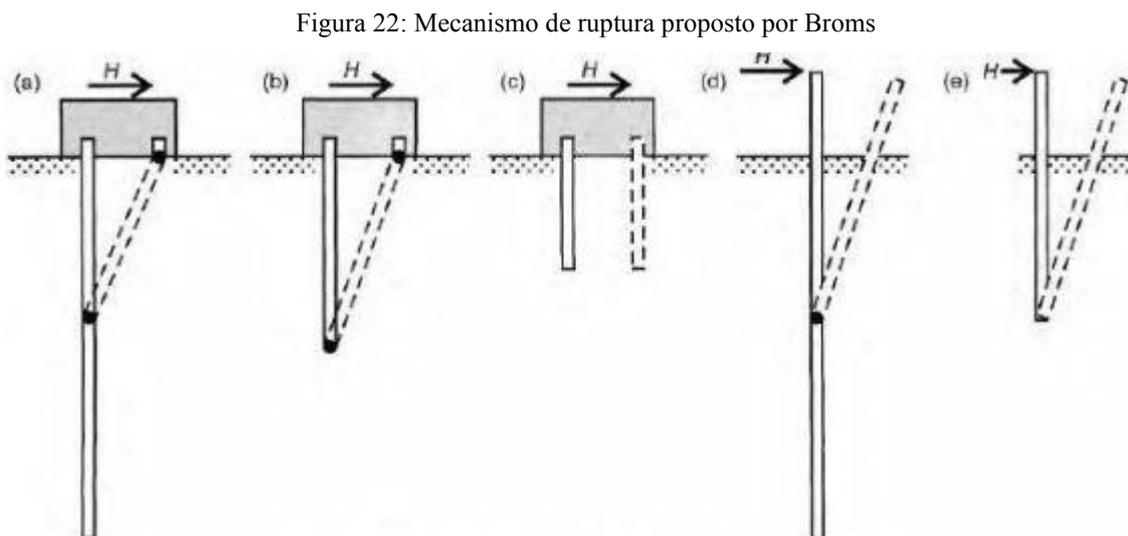
$$\sigma_{adm} = \frac{SPT_{m\u00e9dio}}{4} \quad (\text{Eq. 6})$$

Nesta correla\u00e7\u00e3o, o SPT m\u00e9dio \u00e9 a m\u00e9dia aritm\u00e9tica do NSPT das camadas compreendidas entre a cota de apoio da funda\u00e7\u00e3o e o limite do bulbo de press\u00e3o no solo, que ocorre abaixo da cota de apoio a uma dist\u00e2ncia “LB”, igual a duas vezes o di\u00e2metro da base do tubul\u00e3o.

3.4.3 Resist\u00eancia ao tombamento:

O esfor\u00e7o do tombamento \u00e9 gerado pela resultante m\u00e1xima entre os esfor\u00e7os longitudinais e transversais atuantes na estrutura da LT e diversos m\u00e9todos s\u00e3o conhecidos para a verifica\u00e7\u00e3o quanto a esse esfor\u00e7o, sendo alguns deles: m\u00e9todo de Broms, Sab\u00f3ia, Sulzberger, dentre outros.

No presente trabalho foi considerado o m\u00e9todo de Broms para verifica\u00e7\u00e3o quanto ao tombamento da estrutura. Broms prop\u00f5e que o mecanismo de ruptura de estacas est\u00e1 ligado ao comprimento e ao tipo de restri\u00e7\u00e3o existente no topo da estaca, podendo ser: estacas longas e impedidas (a), estacas curtas e impedidas (b e c), estacas longas livres (d) e estacas curtas livre (e), conforme Figura 22. Para as funda\u00e7\u00f5es de linhas de transmiss\u00e3o as estacas e tubul\u00f5es s\u00e3o verificados como sendo uma estaca curta e livre.



Fonte: Amaral, 2015

Broms fez considera\u00e7\u00f5es utilizando solos coesivos e solos n\u00e3o coesivos (arenosos), onde o par\u00e2metro da coes\u00e3o \u00e9 considerado como sendo zero para os solos n\u00e3o coesivos e

diferente de zero para solos coesivos, como argilas e siltes, entretanto o parâmetro do ângulo de atrito é levado em consideração para os solos não coesivos, enquanto o mesmo é adotado o valor de zero para os solos coesivos. Em estacas curtas com o topo livre Rankine propõe que em solos arenosos a pressão do solo a qualquer profundidade é 3 vezes o empuxo passivo, logo:

$$Pu = 3 \cdot D \cdot \gamma' \cdot Kp \quad (\text{Eq. 7})$$

Onde:

γ : peso específico efetivo do solo

Kp : coeficiente de empuxo passivo do solo

$$Kp = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \quad (\text{Eq. 8})$$

Onde:

φ : ângulo de atrito interno

A carga de ruptura é dada por:

$$Hu = (0,5 \cdot \gamma' \cdot D \cdot L^3 \cdot Kp) / (Gmáx + L) \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde:

$Gmáx$: altura de aplicação da carga

L : profundidade da fundação

Logo o momento é:

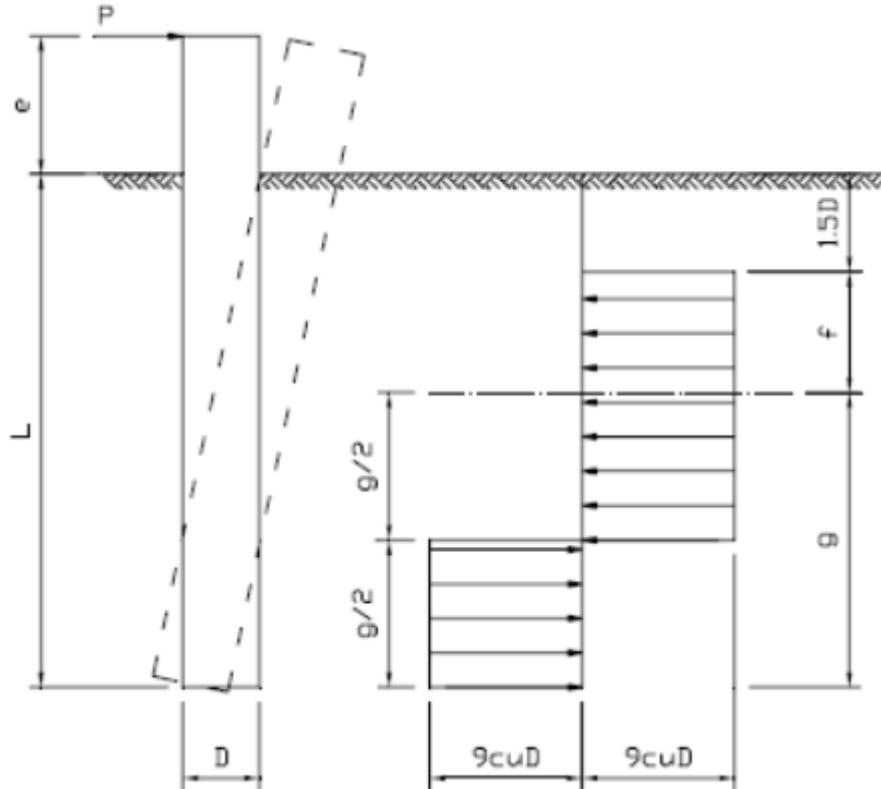
$$Mmáx = (0,5 \cdot \gamma' \cdot D \cdot L^3 \cdot Kp) \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

D : o diâmetro da estaca;

Já para os solos argilosos, Broms propõe uma pressão constante que o solo exerce a partir de $1,5D$, conforme Figura 23, onde essa primeira parcela é desconsiderada por não apresentar uma resistência muito significativa. Contudo o momento máximo será expresso conforme as equações a seguir:

Figura 23: Reação do solo argiloso em relação ao esforço horizontal



Fonte: Maciel, 2006

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{9}{4} \cdot C_u \cdot D \cdot g^2 \quad (\text{Eq. 11})$$

$$g = \sqrt{\frac{4P}{9C_u D} (e + 1,5D + 0,5f)} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$f = \frac{P}{9C_u D} \quad (\text{Eq. 13})$$

O comprimento mínimo será dado pela Equação 14:

$$L = 1,5D + f + \sqrt{4f(G_{m\acute{a}x} + 1,5D + 0,5f)} \quad (\text{Eq. 14})$$

Onde:

D : diâmetro da estaca

L : comprimento enterrado da estaca

$G_{máx}$: altura de aplicação da carga

C_u : Coesão não drenada

Uma grande vantagem de se utilizar o método de Broms é o cálculo do comprimento mínimo enterrado que o método nos proporciona, sendo assim partindo de um valor de referência para realização das outras verificações. Segundo Maciel, 2006, o comprimento mínimo enterrado para um determinado carregamento P será:

3.5 PARÂMETROS ADOTADOS

Para o cálculo das fundações, parâmetros foram adotados para o solo, concreto e aço, conforme Tabela 4. Visando atender a NBR 6118 (ABNT, 2014), foi adotada uma classe de agressividade I, onde o f_{ck} adotado foi de 25 Mpa, um módulo de elasticidade de acordo com o cálculo da norma, sendo $0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}}$, um coeficiente de Poisson igual a 0,2 e um valor de minoração da resistência (γ_c) de 1,4. Para o aço, foi adotada a classe CA50, com resistência de 500 Mpa ao escoamento, um módulo de elasticidade de 210 GPa, coeficiente de Poisson de 0,3, cobrimento das armaduras de 5 cm, devido ao fato das fundações estarem em contato constante com o solo e um fator de minoração de 1,15. Nos dados do terreno, foi considerado um solo do tipo I, onde o mesmo apresenta um peso específico natural igual a 1600 kgf/m³, ângulo de atrito interno igual a 25° e coesão de 0,3 kgf/cm², além de uma coesão não drenada de 0,70 kPa.

$$0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 15})$$

Tabela 4: Parâmetros adotados

Parâmetros adotados:	
Resistência característica do concreto (f_{ck})	25 Mpa
Módulo de elasticidade	23.800 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Minoração da resistência do concreto	1,4
Resistência característica do aço (f_{yk})	500 Mpa
Módulo de elasticidade	210 GPa
Coefficiente de Poisson	0,3
Minoração da resistência do aço	1,15
Cobrimento	5 cm
Tipo de solo	I
Coesão	0,3 kgf/cm ²
Coesão não drenada	0,7 kPa
Peso específico natural	1600 kgf/m ³
Ângulo de atrito interno	25°

Fonte: Autoria própria, (2021)

No cálculo da armadura longitudinal, utiliza-se a formulação proposta por Walter Pfeil em Dimensionamento do Concreto Armado à Flexão Composta de 1976 juntamente dos ábacos contidos no material. Abaixo estão apresentadas as fórmulas para dimensionamento do aço da fundação.

$$f_c = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{Eq. 16})$$

$$f_s = 0,85 \cdot f_{yk} / \gamma_s \quad (\text{Eq. 17})$$

$$e = M_d / N_d \quad (\text{Eq. 18})$$

$$v = N_d / (f_c \cdot D^2) \quad (\text{Eq. 19})$$

$$\mu = v \cdot e / D \quad (\text{Eq. 20})$$

$$\rho = \omega \cdot f_c / f_s \quad (\text{Eq. 21})$$

$$A_{sc} = \rho \cdot (\pi \cdot D^2) / 4 \quad (\text{Eq. 22})$$

$$A_{smin} = 0,4\% \cdot (\pi \cdot D^2) / 4 \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde:

f_{ck} : Resistência característica do concreto à compressão.

γ_c : Fator de minoração de resistência do concreto

f_{yk} : Resistência característica de escoamento do aço

γ_s : Fator de minoração de resistência do aço

M_d : Momento de cálculo

N_d : Esforço normal de cálculo

D: Diâmetro

ρ : Taxa de armadura

A_{sc} : Área de aço necessária

A_{smin} : Área de aço mínima

Valores adotados para ω de acordo com ANEXO C – Ábaco de Flexão Composta, Pfeil. Já para o cálculo da armadura transversal utiliza-se o modelo de cálculo I da NBR 6118 (ABNT, 2014), de acordo com as fórmulas abaixo:

Transformação da seção circular em seção retangular fictícia de largura be e altura útil de .

$$be = 0,9 \cdot D \quad (\text{Eq. 24})$$

$$de = 0,13 \cdot D + 0,64 \cdot d \quad (\text{Eq. 25})$$

Se $twd \leq twd2$; A biela Comprimida não romperá.

$$twd = Vd / (be \cdot de) \quad (\text{Eq. 26})$$

$$twd2 = 0,27 \cdot av2 \cdot fcd \quad (\text{Eq. 27})$$

Armação Transversal (A_{sw}):

$$Vc = 0,6 \cdot fctd \cdot be \cdot de \quad (\text{Eq. 28})$$

$$Vsw = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot de \cdot fywd \quad (\text{Eq. 29})$$

$$Vrd3 = Vsw + Vc \quad (\text{Eq. 30})$$

Onde:

b_w : é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ; entretanto, no caso de elementos estruturais protendidos, quando existirem bainhas injetadas com diâmetro $\phi > b_w/8$, a largura resistente a considerar deve ser $(b_w - 1/2\Sigma\phi)$, na posição da alma em que essa diferença seja mais desfavorável, com exceção do nível que define o banzo tracionado da viga;

d : é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração; entretanto no caso de elementos estruturais protendidos com cabos distribuídos ao longo da altura, d não precisa ser tomado com valor menor que $0,8h$, desde que exista armadura junto à face tracionada, de forma a satisfazer o descrito em 17.4.1.2.2;

s : é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} : é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70 % desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa; entretanto, no caso de armaduras transversais ativas, o acréscimo de tensão devida à força cortante não pode ultrapassar a diferença entre f_{pyd} e a tensão de protensão, nem ser superior a 435 MPa;

α : é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

M_0 : é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,máx}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{Sd} , sendo essa tensão calculada com valores de γ_f e γ_p iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não podem ser considerados no cálculo dessa tensão, pois são considerados em M_{Sd} ; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;

$M_{sd,máx}$: é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitramo considerado (para esse cálculo não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos);

4 RESULTADOS

O item a seguir apresentará todos os resultados obtidos a partir dos conceitos e metodologias abordadas aqui para o dimensionamento da fundação de uma torre CSEEL estaiada de linha de transmissão de energia 500 kV.

4.1 DIMENSIONAMENTO DE ESTACÃO PARA MASTRO CENTRAL E ESTAIS

As soluções de fundações escolhidas para o presente trabalho foram estações tanto para o mastro central da torre quanto para os estais de sustentação. O afloramento mínimo considerado para as fundações foi igual a 0,20 m e o máximo igual a 1,70 m, dessa forma é possível atender as necessidades de correções de desníveis do solo sem comprometer a economia da fundação.

A Tabela 3, conforme ANEXO A, apresenta os valores característicos utilizados para o dimensionamento dos estações usados nos estais de sustentação da estrutura CSEEL. Para os esforços verticais, os valores negativos representam esforços de compressão e os valores positivos são de tração. Os esforços longitudinais são aqueles que seguem na mesma direção da linha de transmissão e os esforços transversais são aqueles que atuam transversalmente ao sentido da LT.

4.2 CÁLCULO DA FUNDAÇÃO DO MASTRO CENTRAL

O dimensionamento do mastro central será governado pela força resultante apresentada na Tabela 2 considerando a hipótese 13i e pelo esforço vertical considerando a hipótese 1 I, que é o pior caso em comparação as outras. O carregamento foi majorada por um fator de 1.1 atendendo ao que se chama de “sequência preferencial de falha”. Inicialmente, foi adotado o valor mínimo para o diâmetro do estação de 80 cm visando comportar uma armadura e proteger a peça de ligação (pino) e uma profundidade inicial de 3,35 m. Durante a execução da linha há diferente desníveis do terreno, por isso considerou-se a pior condição de afloramento, ou seja: $G_{max} = 1,7$ m.

Considerando um solo coesivo, para o cálculo de Tombamento pelo método de Broms utilizou-se as Equações 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 e 14.

Carregamento (P): $5.582 \times 1,1 = 6.140 \text{ kgf}$

$$f = 61,40 / (9 \cdot 70 \cdot 0,80) \therefore f = 0,12 \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 61,40 \cdot (1,7 + 1,5 \cdot 0,8 + 0,5 \cdot 0,12) \therefore M_{m\acute{a}x} = 18.181 \text{ kgf/m}$$

$$L_{m\acute{i}n} = 1,5 \cdot 0,80 + 0,12 + \sqrt{4 \cdot 0,12 \cdot (1,70 + 1,5 \cdot 0,80 + 0,5 \cdot 0,12)}$$

$$\therefore L_{m\acute{i}n} = 2,52 \text{ m}$$

$$L_{adot} = 3,35 \text{ m}$$

Verificação:

$$3,35 \geq 2,52 \therefore \text{OK!}$$

4.2.1 Verificação à compressão

Para a verificação à compressão utiliza a maior força vertical apresentada na Tabela 2, portanto, escolheu-se a hipótese 1 i, com o valor de -74.846 kgf. A profundidade (L) de assentamento do estacão é de 3,35 m, o peso específico do concreto foi adotado como 2500 kgf/m³, coeficiente de atrito lateral de 0,3 e a tensão admissível do solo calculada através do método de Joppert de 25 kgf/cm².

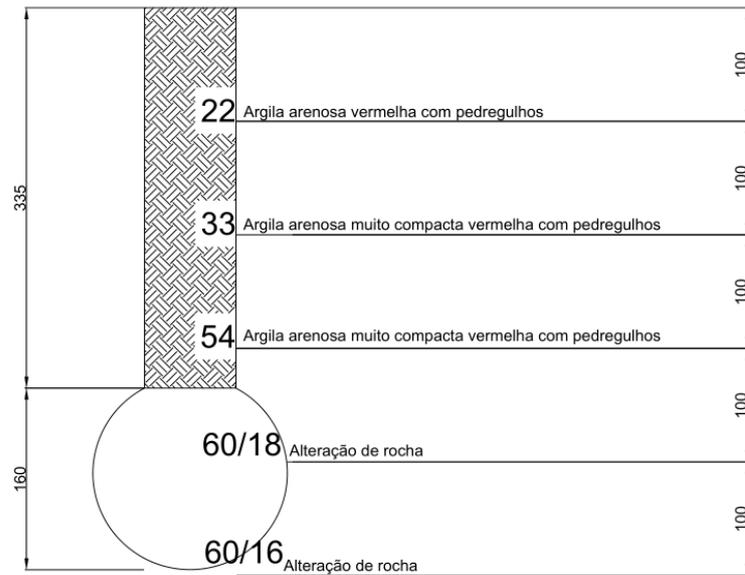
Para a verificação a compressão, onde a tensão média atuante na base do estacão deverá ser inferior a tensão admissível do solo, utilizou-se as Equações 2, 3, 4 e 5. Já para o cálculo da tensão admissível proposta por Joppert, foi utilizada a Equação 6.

A fundação terá 3,35 m de profundidade enterrada e diâmetro de 0,80 m, portanto será assentada na cota -3,35 m do boletim, e a distância “LB” será igual a:

$$LB = 2 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}$$

Esta configuração é mostrada na Figura 24 a seguir:

Figura 24: Tensão Admissível proposta por Joppert



Fonte: Autoria Própria (2021)

Adotando um valor máximo de N_{spt} igual a 50, temos:

$$\sigma_{adm} = N_{spt} / 4 \therefore (50 + 50) / 4 = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

Volume de concreto máximo ($V_{C_{m\acute{a}x}}$):

$$V_{C_{m\acute{a}x}} = \pi \cdot 0,80^2 / 4 \cdot (3,35 + 1,70) \therefore V_{C_{m\acute{a}x}} = 2,54 \text{ m}^3$$

Peso de concreto máximo ($P_{C_{m\acute{a}x}}$):

$$P_{C_{m\acute{a}x}} = 2,54 \cdot (2.500) \therefore P_{C_{m\acute{a}x}} = 6.350 \text{ kg}$$

Tensão média atuante na base (σ_{med}):

$$\sigma_{med} = (82.330 + 6.350 - \pi \cdot 0,80 \cdot 0,3 \cdot (3,35 - 0,80)) / (\pi \cdot 0,80^2 / 4)$$

$$\therefore \sigma_{med} = 12,19 \text{ kgf/cm}^2$$

Verificação: $25,0 \geq 12,19$ **OK!**

4.2.2 Cálculo das armaduras

Para auxiliar no cálculo da armadura longitudinal é necessário conhecer os valores adotados para ω de acordo com ANEXO B, que é o ábaco de Flexão Composta, onde os valores de entrada são v e μ .

Foi considerado a força normal de 74.846 kgf majorado pelo coeficiente de 1,1

Armadura Longitudinal:

Resultados										
Nd	Md	e	fc	fs	v	μ	ω	ρ	AS_{min}	AS_{adot}
82.331	18.180	22,1	151,8	4347,8	0,06	0,02	0,18	0,628%	20,11	31,59

*Valores adotados para ω de acordo com ANEXO C – Ábaco de Flexão Composta, Pfeil

Adotado 16 ϕ 16.0 c/ 13,7 cm

Verificação ao cisalhamento:

Transformação da seção circular em seção retangular fictícia de largura b_e e altura útil d_e .

$$b_e = 0,9 \cdot 0,80 = 72 \text{ cm}$$

$$d_e = 0,13 \cdot 0,80 + 0,64 = 58 \text{ cm}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 6.141 \text{ kgf}$$

$$V_d = 8.597 \text{ kgf}$$

Se $twd \leq twd2$, a biela comprimida não romperá

$$twd = 8.597 / (72 \cdot 58) = 2,04 \text{ kgf/cm}^2$$

$$twd2 = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{250}{250}\right) \cdot \frac{250}{1,4} = 35,49 \text{ kgf/cm}^2$$

Verificação: **OK!**

Armação Transversal (AS_w):

$$V_c = 0,6 \cdot 11,13 \cdot 72 \cdot 58 = 27.883 \text{ kgf}$$

$$V_{sw} = 0,623 / 20 \cdot 0,9 \cdot 58 \cdot 4.347,8 = 7.124 \text{ kgf}$$

$$As_{unit} (\text{cm}^2) = 0,312$$

$$\phi Sw = 6,3 \text{ mm}$$

$$V_{rd3} = V_{sw} + V_c$$

$$V_{rd3}: 35.007 \text{ kgf} > 8.597 \text{ kgf}$$

Verificação: **OK!**

Adotar: ϕ 6.3mm c/ 5,0 (1º 20 cm)

ϕ 6.3mm c/ 10,0 (90 cm seguintes)

ϕ 6.3mm c/ 20,0 (Restante)

4.3 CÁLCULO DA FUNDAÇÃO DOS ESTAIS

4.3.1 Tombamento – Método de Broms

Solos Coesivos:

O dimensionamento da fundação dos estais será governado pela força resultante apresentada na Tabela 2 considerando a hipótese 1I e pelo esforço vertical de tração considerando a hipótese 2RI, que é o pior caso em comparação as outras. O carregamento foi majorada por um fator de 1.1 atendendo ao que se chama de “sequência preferencial de falha”. Inicialmente, foi adotado o valor mínimo para o diâmetro do estacão de 80 cm visando comportar uma armadura e proteger a peça de ligação (grampo U) e uma profundidade inicial de 3,35 m. Apesar dos desníveis do terreno, para os estais são considerados apenas o afloramento mínimo, ou seja, $G_{min} = 0,2$ m.

Considerando um solo coesivo, para o cálculo de Tombamento pelo método de Broms utilizou-se as Equações 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 e 14.

$$\text{Carregamento (P): } 20.461 \times 1,1 = 22.507 \text{ kgf}$$

$$f = 225,07 / (9 \cdot 70 \cdot 0,80) \therefore f = 0,45 \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 225,07 \cdot (0,2 + 1,5 \cdot 0,80 + 0,5 \cdot 0,12) \therefore M_{m\acute{a}x} = 36.535 \text{ kgf/m}$$

$$L_{m\acute{i}n} = 1,5 \cdot 0,80 + 0,45 + \sqrt{4 \cdot 0,45 \cdot (0,2 + 1,5 \cdot 0,80 + 0,5 \cdot 0,45)}$$

$$\therefore L_{m\acute{i}n} = 3,35 \text{ m}$$

$$L_{adot} = 3,35 \text{ m}$$

Verificação:

$$3,35 \geq 3,35 \therefore \text{OK!}$$

4.3.2 Arrancamento – Método de Grenoble

Parâmetros do Solo	
Tipo de Solo	I
coesão	0,30
γ_S , natural	1600
Ângulo de Atrito Interno	25

Dados Geométricos	
Profundidade - Hf (L)	3,35
Afloramento máximo - Gmín	0,20
Afloramento mínimo - Gmáx	0,20
Diâmetro da fundação - Φ_f (D)	0,80

Dados do Concreto	
fck	250
γ_c	2500
E	212874
c	5

Dados do Aço	
fyk	5000

Volume de Concreto Mínimo	1,78
Peso de Concreto (P)	4,46
Raio (R)	0,40
Perímetro (p)	2,51
Profundidade da Fundação(D)	3,35
Profundidade Relativa (D/R)	8,38
Ângulo de ruptura (α)	-3,125
u	-35,625
sen n	-0,25
n	-14,25
f/H	0,748
Mc	0,88
$M\phi + M\gamma$	0,23
Esforço Resistente (Qrt)	37048,6
FS	1,37
Esforço Máximo Atuante	27080

Verificação: F.S. $\geq 1,0 \therefore \text{OK!}$

4.3.3 Cálculo das armaduras

Armadura Longitudinal:

Resultados										
Nd	Md	e	fc	fs	v	μ	ω	ρ	$AS_{m\acute{i}n}$	AS_{adot}
37.912	70.082	188	151,8	4347,8	0,05	0,114	0,50	1,40%	20,11	70,12

*Valores adotados para ω de acordo com ANEXO C – Abaco de Flexão Composta, Pfeil

Adotado 23 ϕ 20.0 c/ 9,4 cm

Verificação ao cisalhamento:

Transformação da seção circular em seção retangular fictícia de largura b_e e altura útil d_e .

$$b_e = 0,9 \cdot 0,80 = 72 \text{ cm}$$

$$d_e = 0,13 \cdot 0,80 + 0,64 = 58 \text{ cm}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 22.507 \text{ kgf}$$

$$V_d = 31.510 \text{ kgf}$$

Se $twd \leq twd2$, a biela comprimida não romperá

$$twd = 31.510 / (72 \cdot 58) = 7,49 \text{ kgf/cm}^2$$

$$twd2 = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{250}{250}\right) \cdot \frac{250}{1,4} = 35,49 \text{ kgf/cm}^2$$

$$7,49 \leq 35,49$$

Verificação: **OK!**

Armação Transversal (A_{sw}):

$$V_c = 0,6 \cdot 11,13 \cdot 72 \cdot 58 = 27.883 \text{ kgf}$$

$$V_{sw} = \frac{0,623}{20} \cdot 0,9 \cdot 58 \cdot 4.347,8 = 7.124 \text{ kgf}$$

$$A_{s \text{ unit}} (\text{cm}^2) = 0,312$$

$$\phi Sw = 6,3 \text{ mm}$$

$$V_{rd3} = V_{sw} + V_c$$

$$V_{rd3}: 35.007 > 31.510$$

Verificação: **OK!**

Adotar: ϕ 6.3mm c/ 5,0 (1° 20 cm)

ϕ 6.3mm c/ 10,0 (90 cm seguintes)

ϕ 6.3mm c/ 20,0 (Restante)

5 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram atingidos os objetivos do presente trabalho. Apresentou-se, de forma geral, aspectos necessários a serem levados em consideração durante o dimensionamento de fundações para linhas de transmissão de energia elétrica, desde os estudos topográficos, ensaios no terreno, cálculos para obtenção da resistência atingida com a fundação com base na interação com o solo e até mesmo o procedimento de cálculo das armaduras necessárias para combater os esforços atuantes nas fundações.

Com base nas informações apresentadas, constatou-se que a melhor solução de fundação tanto para o mastro central quanto para os estais foi o estacão, contendo 3 metros e 35 centímetros de profundidade com um diâmetro de 80 centímetros. A adoção de uma mesma solução de fundação para os 5 pontos de aplicação (1 mastro central e 4 estais de sustentação), faz com que a execução ocorra com agilidade e praticidade.

Por meio da formulação apresentada, foi possível chegar a valores confiáveis e com fatores de segurança satisfatórios para atender a demanda do projeto. Em termos de dimensionamento estrutural, foi possível constatar que a área de aço necessária nas fundações dos estais foi consideravelmente maior quando comparada com a fundação do mastro central da estrutura, por conta das cargas de tração que estão em constante atuação nos estais.

A preferência pela solução de projeto em estacão se deu pelo fato de se tratar de uma fundação usual e conhecida no mercado de linhas, com execução mecanizada do início ao fim, o que dispensa a descida de um colaborador da equipe dentro da cava, como ocorrem nas execuções de tubulões e assim minimizando os riscos de acidentes de trabalho e preservando a vida humana.

REFERÊNCIAS

AMARAL, R. C. **Dimensionamento de fundações para torres metálicas de linha de transmissão de energia elétrica.** 2015. Trabalho de conclusão de curso para obtenção de graduação no curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6118: Projeto de estrutura de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6484: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17 p.

AZEVEDO, C. P. B. **Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão Baseado em Confiabilidade.** In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto., 2010, Fortaleza, Ce. **Anais...** Rio De Janeiro: IBRACON.

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

BARRICHELLO, C. **Dimensionamento de torre autoportante para linhas de transmissão de energia.** 2011. 138 p. Trabalho de conclusão 142 de curso para obtenção de graduação no curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2011.

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

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

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforço Verticais de Tração**. 1983. 331 p. Tese (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, 1983.

FUCHS, R. D. **Transmissão de energia elétrica: Linhas Aéreas**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., v. I, 1977.

GARCIA, O. D. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. 2005. 113 p. Tese (Mestrado) - Programa de Pós - Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.

JOPPERT JR, I. **Fundações e Contenções de Edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 2007

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

PFEIL, W. **Concreto Armado**. 5^a. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, v. II, 1989.

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

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 2020. Tese (Doutorado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

ONS. Capacidade Instalada do Sin 2020 / 2014. Disponível em: <<http://www.ons.org.br/paginas/sobre-o-sin/o-sistema-em-numeros>>. Acesso em: 16 de setembro de 2020.

ONS. Mapa dinâmico do Sin. Disponível em: <<http://www.ons.org.br/paginas/sobre-o-sin/mapas>>. Acesso em: 16 de setembro de 2020.

Sua Pesquisa. Energia Elétrica no Brasil: dados e geração. Disponível em: <https://www.suapesquisa.com/o_que_e/energia_eletrica.htm#:~:text=A%20energia%20el%C3%A9trica%20%C3%A9%20de,%2C%20chuveiro%2C%20etc>. Acesso em: 18 de setembro de 2020.

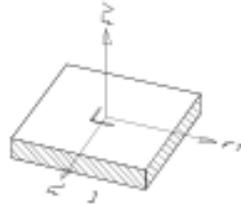
Ubrabio. Disponível em:

<<https://ubrablo.com.br/2018/12/19/setor-de-energia-renovavel-gera-mais-de-10-milhoes-de-empregos-no-mundo-diz-estudo/#:~:text=A%20energia%20renov%C3%A1vel%2C%20gerada%20a,aquecimento%2C%20bioenergia%20e%20energia%20e%C3%B3lica>>. Acesso em 24 de novembro de 2020.

Wikipedia. Distribuição de Energia Elétrica. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Distribui%C3%A7%C3%A3o_de_energia_el%C3%A9trica#Hist%C3%B3ria>. Acesso em: 18 de setembro de 2020.

ANEXO A – CARGAS NAS FUNDAÇÕES

CARGAS NAS FUNDAÇÕES MASTRO CENTRAL - CARGAS ÚLTIMAS



- CONVENÇÃO

FX - Força positiva no sentido O-X	RX (FL) - Reação na direção O-X
FY - Força positiva no sentido O-Y	RY (FT) - Reação na direção O-Y
FZ - Força positiva no sentido O-Z	RZ (FV) - Reação na direção O-Z

CARGAS NAS FUNDAÇÕES VERTICAIS - BLOCOS ISOLADOS

- FX (FL) - Horizontal longitudinal (positiva no sentido O-X)
- FY (FT) - Horizontal transversal (positiva no sentido O-Y)
- FZ (FV) - Vertical (positiva no sentido O-Z)

ANEXO A – CARGAS NAS FUNDAÇÕES

RESUMO DAS CARGAS MÁXIMAS DE COMPRESSÃO

BLOCOS ISOLADOS - MÉTODO TRADICIONAL

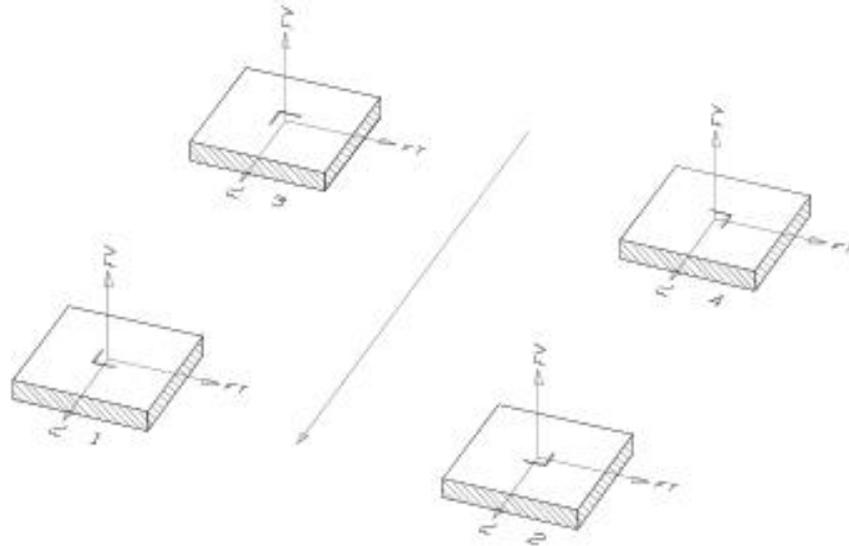
HIP.	COMB.	FZ	FY	FX
1I	L 0	-74592.	1184.	0.
2I	L 0	-72768.	989.	80.
2i	L 0	-72712.	-954.	-83.
e.7I	L 0	-54243.	2127.	-872.
1I	K 0	-74346.	1302.	0.
2I	K 0	-72519.	1104.	55.
2i	K 0	-72460.	-1069.	-58.
e.7I	K 0	-54151.	2199.	-896.
1I	J 0	-74109.	1423.	0.
2I	J 0	-72280.	1224.	31.
2i	J 0	-72218.	-1186.	-34.
1I	I 0	-73852.	1556.	0.
2I	I 0	-72021.	1353.	3.
2i	I 0	-71957.	-1314.	-6.
1I	H 0	-73614.	1713.	0.
2I	H 0	-71781.	1507.	-30.
1I	G 0	-73407.	1854.	0.
2I	G 0	-71574.	1645.	-58.
1I	F 0	-73213.	2002.	0.
2I	F 0	-71380.	1789.	-88.
1I	E 0	-73002.	2163.	0.
2I	E 0	-71172.	1946.	-119.
1I	D 0	-72800.	2369.	0.
2I	D 0	-70971.	2148.	-161.
1I	C 0	-72654.	2547.	0.

ANEXO A – CARGAS NAS FUNDAÇÕES

BLOCOS ISOLADOS - MÉTODO TRADICIONAL					
HIP.	COMB.		FZ	FY	FX
2I	C	0	-70833.	2321.	-196.
3I	C	0	-67485.	1802.	-341.
4I	C	0	-61860.	1177.	-525.
1I	B	0	-72531.	2737.	0.
2I	B	0	-70719.	2505.	-232.
3I	B	0	-67398.	1967.	-413.
4I	B	0	-61745.	1304.	-637.
1I	A	0	-72403.	2947.	0.
1RI	A	0	-63027.	3075.	0.
2I	A	0	-70604.	2708.	-273.
2RI	A	0	-61201.	2803.	-204.
3I	A	0	-67306.	2150.	-495.
4I	A	0	-61622.	1446.	-762.
e.3I	A	0	-71108.	400.	-2399.
13I	A	0	-61623.	273.	-5580.
13i	A	0	-61383.	-65.	5582.
e.7I	A	0	-54118.	3318.	-1329.
1I	M	0	-74846.	1069.	0.
2I	M	0	-73025.	877.	104.
2I	M	0	-72971.	-843.	-107.
9I	M	0	-59656.	-1155.	934.
9I	M	0	-59599.	1189.	-937.
e.7I	M	0	-54344.	2060.	-848.

ANEXO A – CARGAS NAS FUNDAÇÕES

APOIO DOS ESTAIS - CARGAS ÚLTIMAS
REAÇÃO DOS APOIOS



- CONVENÇÃO

FX - Força positiva no sentido O-X RX (FL) - Reação na direção O-X
 FY - Força positiva no sentido O-Y RY (FT) - Reação na direção O-Y
 FZ - Força positiva no sentido O-Z RZ (FV) - Reação na direção O-Z

RESUMO DAS CARGAS MÁXIMAS DE TRAÇÃO

BLOCOS ISOLADOS - MÉTODO TRADICIONAL

HIP.	COMB.		FZ	FY	FX
2RI	A	O	24618.	-14604.	14293.
2I	M	O	24514.	-14642.	14292.

ANEXO C – ÁBACO FLEXÃO COMPOSTA – PFEIL, W.

