



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

GABRYELLA CHRISTINE SILVA DE SANTANA

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PARA
EQUIPAMENTOS DE PÁTIO: SUBESTAÇÃO ELÉTRICA 500kV**

Recife

2023

GABRYELLA CHRISTINE SILVA DE SANTANA

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PARA
EQUIPAMENTOS DE PÁTIO: SUBESTAÇÃO ELÉTRICA 500kV**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. D.Sc. Leila Brunet de Sá Beserra

Recife

2023

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do programa de geração automática do SIB/UFPE

Santana, Gabryella Christine Silva de.

Análise e dimensionamento geotécnico de fundações para equipamentos de
pátio: subestação elétrica 500kV / Gabryella Christine Silva de Santana. -
Recife, 2023.

157 : il., tab.

Orientador(a): Leila Brunet de Sá Beserra

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal de
Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Engenharia Civil -
Bacharelado, 2023.

Inclui referências, apêndices, anexos.

1. Subestação elétrica. 2. Fundação. 3. Método Russo. I. Beserra, Leila
Brunet de Sá. (Orientação). II. Título.

620 CDD (22.ed.)

GABRYELLA CHRISTINE SILVA DE SANTANA

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PARA
EQUIPAMENTOS DE PÁTIO: SUBESTAÇÃO ELÉTRICA 500kV**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 10/05/2023.

BANCA EXAMINADORA

Profa. D.Sc Leila Brunet de Sá Beserra (Orientadora)
Universidade Federal de Pernambuco

Profa. D.Sc Lícia Mouta da Costa (Examinadora Interna)
Universidade Federal de Pernambuco

Eng. Eletricista Ana Karollina Soares Lacerda (Examinadora Externa)
INTEREST Engenharia

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, que em Sua infinita misericórdia me conduziu e me deu direcionamento para chegar até aqui. A Ele toda honra e glória, hoje e sempre, pois sem Ele eu não teria a força e a coragem necessárias para avançar.

Agradeço à minha mãe que, sem nunca me cobrar, sempre me incentivou a buscar o melhor caminho possível: o da educação. À minha irmã, pela sua amizade, confiança e por ser minha confidente, estando sempre ao meu lado, topando tudo; à quem espero poder continuar sendo exemplo. A meu amor, meu companheiro e porto seguro, que foi consolo nos momentos difíceis dessa jornada e nunca deixou de acreditar em mim; sem seu apoio, troca e confiança, nada disso seria possível da forma que hoje é.

Agradeço, com a maior e mais inexplicável saudade que há em mim, à duas pessoas que sempre investiram em mim, e me dedicaram amor da forma mais pura e genuína: vó Neuza e tia Silvana. Sempre desejei que este momento fosse compartilhado com *vocês*, e às dedico esta e tantas vitórias que ainda virão.

Agradeço aos meus maravilhosos professores da UFPE, que fomentaram em mim o amor pela profissão e me possibilitaram acumular bons conhecimentos para minha formação através da dedicação e prazer em educar. Em especial, agradeço à minha orientadora, Profa. Leila Brunet, por ter topado me auxiliar desde o início e tornado o processo muito mais leve com sua calma e dedicação. Também agradeço à banca examinadora, pela disponibilidade e presença em um momento tão importante e decisivo em minha vida.

Gostaria de agradecer à INTEREST Engenharia, mais especificamente às Equipes Civil e Eletromecânica, que me acolheram e têm me moldado profissionalmente, me dando oportunidade de ampliar conhecimentos e possibilitando minha formação. Em especial, sou grata à minha líder técnica e amiga, Ana Karollina, que sempre compartilhou sua vastidão de conhecimento sobre subestações elétricas, o que me possibilitou desenvolver este trabalho. E, não menos importante, agradeço à Júnior Cesar, Isabela Sena e Bruno Rodrigues, por serem lideranças inspiradoras sem as quais não teria metade do conhecimento prático que hoje tenho.

E por último, sou profundamente grata à UFPE por ter sido o maior desafio da minha vida até o momento. A universidade me proporcionou conhecimento, oportunidades, experiências e pessoas inestimáveis que moldaram minha trajetória acadêmica e pessoal. Desde o MEJ até às amizades que levarei eternamente, a UFPE me possibilitou ter as melhores e mais

desafiadoras vivências que contribuíram para o meu crescimento e evolução como indivíduo.
Sem as trocas e aprendizados adquiridos na universidade, eu não seria a pessoa que sou hoje.

RESUMO

O crescimento populacional vem acompanhado de um crescente consumo de energia elétrica. Para suprir tal carência, as Subestações Elétricas (SEs) destacam-se como elementos essenciais no percurso que vai desde a geração até o consumidor final. Este estudo de caso investiga o dimensionamento geotécnico de fundações para equipamentos de pátio em uma subestação elétrica de 500kV localizada no município de Ipojuca, em Pernambuco. O dimensionamento geotécnico foi realizado para tipos de equipamentos, os TPC e os TCs, utilizando-se do Método Russo para tubulões curtos. Através dos resultados dos ensaios de sondagem e caracterização do solo foi possível apontar a predominância de solos mais finos, como argilas silte-arenosas, nas camadas iniciais por toda a área de ampliação do pátio da subestação elétrica e local de implementação das estruturas. Apesar da verificação de diferença significativa do peso entre os equipamentos, constatou-se uma maior discrepância nos esforços transversais na fundação, fator de maior instabilidade nas verificações de resistência. Dessa maneira, pôde-se reiterar a utilização de uma geometria mais conservadora baseada na situação mais desfavorável, generalizada para ambos os equipamentos.

Palavras-chave: Subestação elétrica. Fundação. Tubulão. Método Russo.

ABSTRACT

The population growth is accompanied by an increasing demand for electrical energy. To meet such a need, Electrical Substations, stand out as essential elements in the path from generation to end-user. This case study investigates the geotechnical design of foundations for yard equipment in a 500kV electrical substation located in Ipojuca, Pernambuco. The geotechnical design was carried out for two types of equipment, Capacitive Voltage Transformers and Current Transformer, using the Russian Method for short drilled shaft. Based on the results of soil test SPT and characterization tests, it was possible to identify the predominance of finer soils, such as silty-sandy clays, in the initial layers throughout the area of the substation yard expansion and location of the structures. Despite the significant difference in weight between the equipment, a greater discrepancy in transversal forces on the foundation was found, which was the main factor of instability in the strength verification. Therefore, a more conservative geometry based on the most unfavorable situation was recommended and generalized for both equipment.

Keywords: Electrical substation. Foundation. Drilled shaft. Russian method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Matriz energética do Brasil em 2021	16
Figura 2 – Diagrama do Sistema Interligado Nacional Planejado - 2023	20
Figura 3 – Sistema elétrico simplificado	21
Figura 4 – Chave seccionadora.....	29
Figura 5 – Disjuntor.....	30
Figura 6 – Transformador.....	31
Figura 7 – Transformador de potencial capacitivo.....	32
Figura 8 – Transformador de corrente.....	33
Figura 9 – Para-raios	34
Figura 10 – Esquema de esforços no conjunto suporte+equipamento	35
Figura 11 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	37
Figura 12 – Fator topográfico $S_1(z)$	38
Figura 13 – Esquema de arranjo físico com condutor flexível e rígido	45
Figura 14 – Fator Ψ para força de tração em condutores flexíveis.....	51
Figura 15 – Fator v_2 como função de v_1	53
Figura 16 – Fator v_3	53
Figura 17 – Fator ξ	55
Figura 18 – Fator η para $2,5 < \frac{a_s}{d} \leq 5,0$	55
Figura 19 – Fator η para $5,0 < \frac{a_s}{d} \leq 10,0$	56
Figura 20 – Fator η para $10,0 < \frac{a_s}{d} \leq 15,0$	56
Figura 21 – Deslocamentos de uma fundação	64
Figura 22 – Deslocamento de uma estrutura	65
Figura 23 – Resposta dos diferentes modelos para pressão de contato	67
Figura 24 – Reação do solo ao deslocamento horizontal da fundação	68
Figura 25 – Curvas p-y definidas para cada camada do subsolo e mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.....	69
Figura 26 – Comparação de quatro sistemas para descrever os solos com base no tamanho das partículas.....	71
Figura 27 – Terminologia do sistema unificado.....	72

Figura 28 – Carta de plasticidade	74
Figura 29 – Esquema para classificação pelo sistema unificado.....	74
Figura 30 – Ângulo de atrito interno em função do N_{spt}	77
Figura 31 – Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga	82
Figura 32 – Método Russo	87
Figura 33 – Parcelas de deslocamento num tubulão	88
Figura 34 – Etapas do estudo.....	94
Figura 35 – Sistema de transmissão da região do Porto de Suape, conforme relatório EPE-DEE-RE-073/207.....	95
Figura 36 – Área de ampliação da SE	96
Figura 37 – Geologia regional costeira.....	97
Figura 38 – Local de ampliação da SE durante etapa da terraplenagem. Registro do dia 26/09/2022.....	98
Figura 39 – Planta de sobreposição da SE.....	99
Figura 40 – Características dimensionais TC.....	101
Figura 41 – Características dimensionais TPC.....	101
Figura 42 – Suporte para Transformador de Corrente.....	102
Figura 43 – Suporte para Transformador de Potencial Capacitivo	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características por tipo de subestação	23
Tabela 2 – Sumário de características de arranjos de barras	25
Tabela 3 – Comparação qualitativa entre configurações de barra descritas.....	27
Tabela 4 – Distâncias mínimas de segurança [mm]	27
Tabela 5 – Fator topográfico em função da altura da edificação θ	38
Tabela 6 – Fator S_2	40
Tabela 7 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	40
Tabela 8 – Capacidade de curto-circuito para equipamentos	47
Tabela 9 – Faixas de valores de S para cada estrutura de suporte.....	50
Tabela 10 – Fatores de segurança globais mínimos para elementos de fundação sob compressão	62
Tabela 11 – Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos	71
Tabela 12 – Peso específico de solos argilosos	78
Tabela 13 – Peso específico de solos arenosos.....	78
Tabela 14 – Valores de κ_v em kgf/cm^3	80
Tabela 15 – Coeficiente de Poisson.....	80
Tabela 16 – η_h para argilas normalmente adensadas e areias	81
Tabela 17 – Valores de F1 e F2	84
Tabela 18 – Valores de κ e α	84
Tabela 19 – Valores de C	85
Tabela 20 – Valores do coeficiente α em função do tipo de fundação e tipo de solo	86
Tabela 21 – Valores do coeficiente β em função do tipo de fundação e tipo de solo.....	86
Tabela 22 – Valores típicos de η_h (tf/m^3).....	92
Tabela 23 – Valores típicos de κ_v (tf/m^3)	92
Tabela 24 – Valores médios do coeficiente de poisson.....	92
Tabela 25 – Solos (peso específico – tf/m^3 e ângulo de atrito interno)	93
Tabela 26 – Coeficientes de empuxo ativo e passivo do solo	93
Tabela 27 – Coordenadas dos pontos marcos do limite do platô da área de ampliação da SE	96
Tabela 28 – Determinação das características ambientais.....	104
Tabela 29 – Valores do fator de redução, K, para barras de comprimento finito.....	105

Tabela 30 – Coeficiente de arrasto, C_a , para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito	105
Tabela 31 – Coeficiente de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$	106
Tabela 32 – <i>Inputs</i> de caracterização de instalação da SE	106
Tabela 33 – Hipóteses de carregamento	107
Tabela 34 – Resultados das amostras ensaiadas	109
Tabela 35 – Parâmetros do solo adotados	111
Tabela 36 – Esforços no equipamento: TPC	112
Tabela 37 – Esforços no suporte do equipamento: TPC	112
Tabela 38 – Esforços no equipamento: TC	112
Tabela 39 – Esforços no suporte do equipamento: TC.....	113
Tabela 40 – Esforços nos terminais dos equipamentos: Cabo condutor	113
Tabela 41 – Esforço de curto-circuito	113
Tabela 42 – Braços de alavanca: TPC	114
Tabela 43 – Hipóteses de cálculo: TPC.....	115
Tabela 44 – Braços de alavanca: TC	115
Tabela 45 – Hipóteses de cálculo: TC	115
Tabela 46 – Resultados da primeira tentativa de dimensionamento	116
Tabela 47 – Resultados: dimensões e tensão admissível.....	117
Tabela 48 – Resultados: esforços resultantes	118
Tabela 49 – Resultados: deslocamentos para o tubulão	118
Tabela 50 – Resultados: verificação de tensões e deslocamentos	119

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
AT	Alta Tensão
BT	Baixa Tensão
CS	Chave Seccionadora
DISJ	Disjuntor
EAT	Extra Alta Tensão
IP	Isolador de Pedestal
LT	<i>Linha de Transmissão</i>
MT	Média Tensão
MVA	Megavoltampère
ONS	Operador Nacional do Sistema
PR	Para-raios
SE	Subestação Elétrica
SEB	Sistema Elétrico Brasileiro
SIN	Sistema Interligado Nacional
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TC	Transformador de Corrente
TPC	Transformador de Potencial Capacitivo
UAT	Ultra Alta Tensão

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	16
1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA	16
1.2 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	17
1.3 OBJETIVOS GERAIS	18
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
2 REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1 INDÚSTRIA DE ENERGIA ELÉTRICA	19
2.2 SUBESTAÇÕES ELÉTRICAS	21
2.2.1 Arranjo Físico e Configurações de Barra	24
2.2.2 Equipamentos de Pátio	28
2.2.3 Carregamentos e Esforços	34
2.2.3.1 <i>Peso próprio</i>	36
2.2.3.2 <i>Ações do vento</i>	36
2.2.3.3 <i>Esforços nos terminais do equipamento</i>	43
2.2.3.4 <i>Curto-circuito</i>	45
2.2.4 Projetos Cíveis para Subestações	57
2.3 FUNDAÇÕES	58
2.3.1 Fundações Superficiais	59
2.3.1.1 <i>Blocos</i>	59
2.3.1.2 <i>Sapatas</i>	59
2.3.2 Fundações Profundas	59
2.3.2.1 <i>Tubulões</i>	60
2.3.3 Soluções de Fundações	60
2.3.3.1 <i>Fatores de segurança</i>	61
2.3.3.2 <i>Rigidez relativa</i>	62
2.3.3.3 <i>Deslocamento em estruturas</i>	63
2.4 PRINCÍPIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES	70
2.4.1 Característica e Investigação Geotécnica do Solo	70
2.4.1.1 <i>Tipos de solo</i>	70
2.4.1.2 <i>Investigação do solo</i>	74

2.4.1.3	<i>Coesão</i>	76
2.4.1.4	<i>Ângulo de atrito</i>	76
2.4.1.5	<i>Peso específico</i>	77
2.4.1.6	<i>Tensão admissível</i>	78
2.4.1.7	<i>Coeficiente de reação vertical</i>	79
2.4.1.8	<i>Coeficiente de reação horizontal</i>	80
2.4.1.9	<i>Constante de reação horizontal</i>	81
	2.4.1 Resistência do Solo Quanto às Solicitações	81
	2.4.2 Método Russo	86
3	METODOLOGIA	94
3.1	CARACTERÍSTICAS DA ÁREA ESTUDADA	94
	3.1.1 Estudo de Caso: Subestação Elétrica 500kV	95
	3.1.2 Caracterização da Região	96
	3.1.3 Caracterização do Solo	97
3.2	OBJETOS DE ESTUDO	100
3.3	OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS E HIPÓTESES DE CARREGAMENTO	103
3.4	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	107
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	109
4.1	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS: RESULTADOS E ADOÇÕES	109
	4.1.1 Ensaio laboratoriais	109
	4.1.2 Parâmetros adotados	110
4.2	RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO	111
	4.2.1 Cálculo dos Esforços e Hipóteses de Carregamento	111
	<i>4.2.1.1 Transformador de Potencial Capacitivo – TPC</i>	<i>111</i>
	<i>4.2.1.2 Transformador de Corrente – TC</i>	<i>112</i>
	<i>4.2.1.3 Terminais dos equipamentos</i>	<i>113</i>
	<i>4.2.1.4 Obtenção das hipóteses de cálculo</i>	<i>114</i>
	4.2.2 Dimensionamento Geotécnico	116
5	CONCLUSÃO	120
5.1	ANÁLISE E CONSIDERAÇÕES FINAIS	120
5.2	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	121
	REFERÊNCIAS	122

APÊNDICE A – PLANILHAS DE CÁLCULO	127
ANEXO A – RELATÓRIO SPT	135

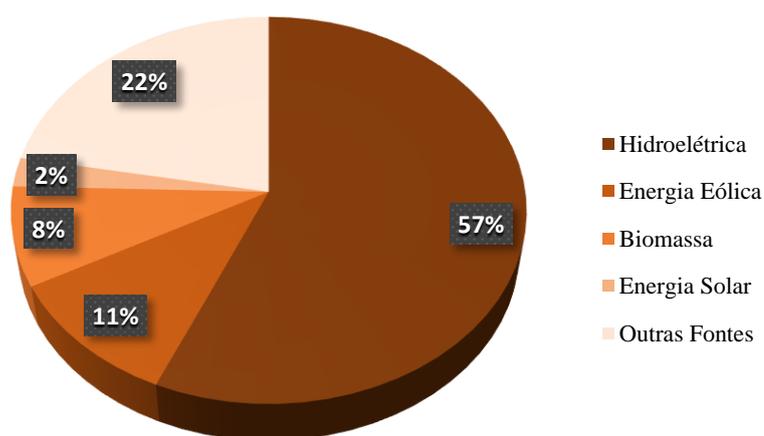
1 INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

A energia elétrica se apresenta como um dos principais indicativos do desenvolvimento social e econômico de um país, e seu consumo está diretamente ligado ao aumento populacional de uma região. Em 2021, o Brasil teve um consumo total de energia elétrica de 579 TWh, registrando um aumento de 8,6% em relação ao ano anterior (ENERDATA, 2021). Ano em que, segundo estimativas do IBGE (2021), a população brasileira chegou a 213,3 milhões de habitantes.

Em decorrência das extensões continentais do país, Azevedo (2007) afirma que o sistema elétrico do Brasil pode ser subdividido nas seguintes etapas: produção, transmissão e distribuição de energia. No tocante à produção, a matriz energética brasileira (Figura 1), baseia-se, majoritariamente, em energia renovável, visto que 56,8% dela vem de usinas hidroelétricas, seguidos de 10,6% de energia eólica, 8,2% de biomassa, 2,4% de energia solar e os demais 22% dividem-se entre outros tipos. Já na transmissão, o Sistema Interligado Nacional (SIN), corresponde ao sistema de geração e transmissão de energia hidrotérmico de grande porte, que permite a interconexão dos sistemas elétricos através das Linhas de Transmissão (LT), que surgem de forma a assegurar a expansão da capacidade do sistema satisfazendo a demanda. E, na distribuição, a energia é recebida do sistema e encaminhada, após ter tensões reduzidas, ao consumidor final.

Figura 1 – Matriz energética do Brasil em 2021



Fonte: Adaptado de BEN (2021).

A geração é estabelecida por uma usina geradora de energia elétrica, a qual pode ser

uma hidroelétrica nuclear, termoelétrica, solar ou eólica, por exemplo. A transmissão significa o transporte de energia elétrica até às subestações. A distribuição é a parte do sistema que se encontra nos centros consumidores (área urbana, rural ou industrial). É por meio da distribuição que conseguimos utilizar a energia elétrica para diversas finalidades, como acionar um motor elétrico, acender lâmpadas e ligar um computador (CREDER, 2013 apud CARLETO, 2017).

As Subestações Elétricas (SEs) destacam-se como sendo fundamentais neste processo, visto que existiram ao longo de todo SIN e são nelas que ocorrem os pontos de controle e transferência no sistema de transmissão elétricas, e onde se localizam estruturas e equipamentos como: transformadores de tensão, paredes- corta-fogo, isoladores de pedestais (IP), para-raios (PR), transformadores de corrente (TC) e potencial capacitivos (TPC), reatores, disjuntores (DISJ) e chaves seccionadoras (CS). Neste contexto surge a necessidade de fundações apropriadas para a instalação de tais equipamentos, de modo que suportem os esforços atuantes, que, em suma, tratam-se principalmente esforços transversais de tombamento.

A variação do perfil geotécnico da região é um importante fator na decisão da solução para da fundação a ser adotada, sendo, sempre que possível, empregadas fundações diretas para estes equipamentos. O método Russo é comumente utilizado para fundações rígidas, apesar de promoverem resultados bem conservadores para o dimensionamento.

O presente trabalho se debruçará no estudo de caso de dimensionamento geotécnico para fundações de equipamentos específicos para Subestações Elétricas (SEs). Além disso, estabelecerá uma ponte entre método, estruturas e tipo de solo.

1.2 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

Durante o processo de formação, um leque de possibilidades de atuação é apresentado, de modo a entender amplitude da Engenharia Civil, e disponibilizar insumos necessários para uma atuação plena em qualquer área da profissão. Isto posto, o presente trabalho foi desenvolvido para que fosse possível clarear ainda mais sobre a diversidade de atuação de um Engenheiro Civil e a sua importância nos mais variados setores econômicos e na contribuição da Engenharia Geotécnica, mais especificamente a de fundações, neste contexto.

Outra importante motivação vem da disseminação de técnicas metodológicas não tão exploradas durante a graduação, de modo que haja mais familiarização com outros métodos de dimensionamento e diferentes tipos de fundações, mais comumente utilizadas na prática profissional, bem como suas peculiaridades e benefícios.

1.3 OBJETIVOS GERAIS

O objetivo geral deste trabalho é realizar um estudo de caso para uma subestação elétrica de 500kV, localizada no Município de Ipojuca, em Pernambuco, do dimensionamento geotécnico de fundações para equipamentos de subestações elétricas utilizando o método Russo.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Já como objetivos específicos, têm-se os seguintes aspectos:

- a. Investigar o perfil geotécnico da região de implementação das fundações;
- b. Explicar, de forma sucinta, o funcionamento de uma subestação elétrica, projetos civis que as compõem e os equipamentos utilizados em SEs, bem como suas aplicações;
- c. Promover a contextualização das fundações para equipamentos de SEs, bem como os esforços atuantes e hipóteses de cálculo;
- d. Apresentar o método Russo (1980);
- e. Explanar o dimensionamento das soluções adotadas para as fundações no estudo de caso proposto;
- f. Consolidar o dimensionamento através de uma análise entre os equipamentos utilizados e os resultados obtidos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 INDÚSTRIA DE ENERGIA ELÉTRICA

Diretamente atrelada ao desenvolvimento humano, a transmissão da eletricidade para milhões de brasileiros é um desafio, visto que, como insumo básico ela é, também, imprescindível para combater a marginalização social. Assim, as principais atividades que envolvem o sistema de energia elétrica são a sua expansão e a operação.

A partir da publicação da Lei ° 9.991 de 24 de julho de 2000, as empresas de energia elétrica passaram a ter obrigatoriedade de realizar projetos de pesquisa e desenvolvimento, pautados nos regulamentos da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL). Desde então grandes investimentos têm sido designados dentro do ramo elétrico, em caráter estratégico, mais especificamente para o potencial das fontes de produção energética do Brasil.

Segundo o Boletim Mensal de Monitoramento do Sistema Elétrico Brasileiro de Novembro de 2022, do Ministério de Minas e Energia: “Em novembro de 2022, o Sistema Elétrico Brasileiro (SEB) atingiu 178.048 km de linhas de transmissão em operação. Deste total, 47,2% correspondem às classes de tensão entre 230 kV até 440 kV e 52,8% correspondem às classes de tensão entre 500 kV até 800 kV. O SEB atingiu também 432.897 MVA de subestações em funcionamento. Deste total, 46,7% correspondem às classes de tensão entre 230 kV até 440 kV e 53,3% correspondem às classes de tensão em 500 kV e 750 kV”. Sendo previsto, segundo o mesmo documento, que até 2024, 10.656,4 km de LTs entrem em operação e que 44.304,8 MVA de capacidade de transformação seja instalada.

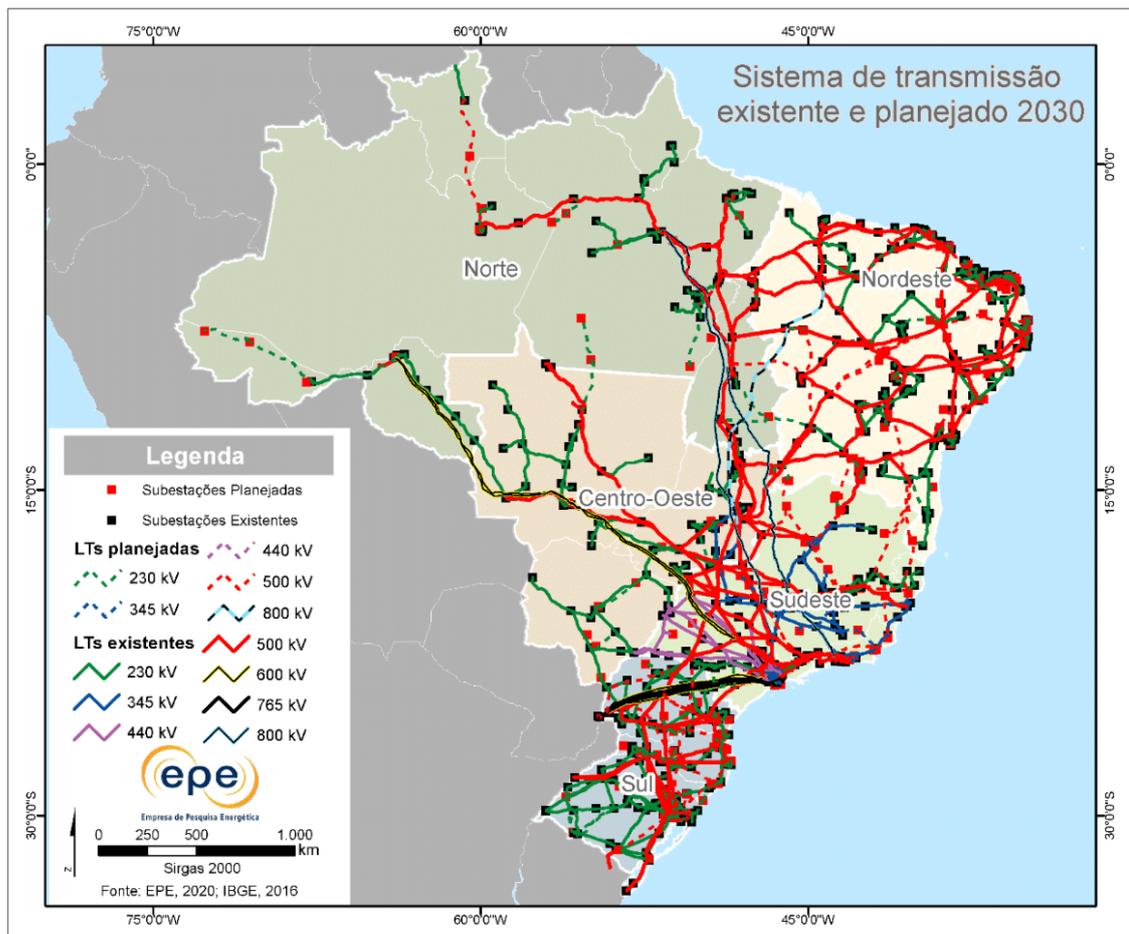
Neste contexto, a Empresa de Pesquisa Energética (EPE) é responsável pela expansão do sistema de transmissão nacional, juntamente com o Operador Nacional do Sistema (ONS). Os programas de expansão propostos são consolidados pelo Ministério de Minas e Energia (MME), que definem quais empreendimentos de transmissão serão necessários para atender ao Sistema Interligado Nacional (SIN). E, a partir disto, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) divulga editais para leilões destas novas instalações de transmissão.

A expansão do SIN funciona de forma concomitante entre órgãos, agentes de transmissão e distribuição e alinham-se ao Plano Decenal de Expansão de Energia. O Plano Decenal apresenta as premissas de crescimento da demanda de energia e ponta, expansão do parque gerador, bem como as premissas demográficas, macroeconômicas e setoriais, que foram consideradas no planejamento, caracterizando assim o cenário nacional e internacional, em que foram analisadas e selecionadas as alternativas de expansão do sistema elétrico (FRONTIN,

2013).

A Figura 2 mostra o mapa do Sistema Interligado Nacional e como estão distribuídas e conectadas as LTs no território brasileiro, assim como a linhas planejadas até 2030. Dos locais de geração, muito comumente as usinas hidrelétricas, até os pontos de distribuição, as LTs percorrem extensas distâncias. A interligação do sistema resulta numa troca energética entre as regiões dentro do Brasil, além de promover que o país forneça para outros países de fronteira como Uruguai, Argentina e Venezuela.

Figura 2 – Diagrama do Sistema Interligado Nacional Planejado - 2023



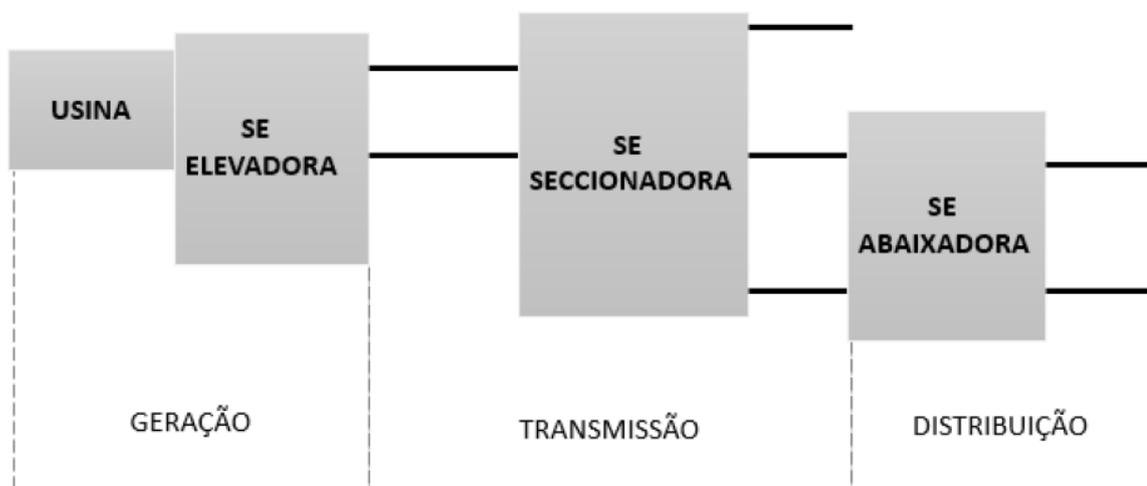
Fonte: Ministério de Minas e Energia (2021).

Algumas áreas do país, mais especificamente a região Norte, ainda não compõem integralmente o SIN, devido às longas distâncias, o que acarreta na inviabilização da transmissão de energia. Esta problemática torna o setor elétrico brasileiro mutável e constantemente adaptado para atender às demandas. Uma das alternativas adotadas tem sido o uso de fontes de geração alternativa, como eólica e solar, com o intuito de suprir as necessidades perante o aumento do fornecimento de energia.

2.2 SUBESTAÇÕES ELÉTRICAS

As subestações elétricas, dentro do SIN, estão presentes em todas as etapas do sistema, Figura 3, mas possuem papel importante na última fase da tríade. Conforme afirmação de Lima (2008), as SEs são o elo final da transmissão, cuja tensão é rebaixada e a distribuição é iniciada. Do ponto de chegada da transmissão, ou seja, local onde encontra-se a subestação, até o consumidor final (comercial, industrial ou residencial) a distribuição corresponde, basicamente, ao transporte da energia gerada. Ou seja, as SEs recebem a energia elétrica das LTs, em altas voltagem, convertendo-a para uma tensão mais baixa, podendo assim, distribuí-la, em pequenas quantidades para a população.

Figura 3 – Sistema elétrico simplificado



Fonte: Monteiro e Miranda (2011).

A rede de distribuição desenvolve-se, mais comumente, em centros urbanos, devido à facilidade de acesso, custos e mais estudos disponíveis nestas regiões. Assim, a distribuição de energia, bem como outras redes de distribuições dentro de uma área urbana, atende à duas etapas cruciais: etapa primária, também conhecida como rede primária, sendo daquela que sai diretamente da subestação e é responsável por alimentar a etapa seguinte; e a etapa secundária, ou rede secundária, que é diretamente responsável pela alimentação dos usuários finais.

Fisicamente falando, Zoppetti (1972) afirma que as subestações correspondem a um conjunto de dispositivos e equipamentos que, trabalhando em conjunto, protegem e operam as redes de energia. Podemos classificar as subestações elétricas pela forma como ela se encaixa no sistema por: tipo de sistema, função da SE, posição no sistema elétrico, nível de tensão, instalação e forma de operação.

No quesito funcional as SEs podem ser de transformação, sendo responsáveis por converter a tensão, elevando-a ou abaixando-a quando for mais adequado para o sistema operar. Quando a conversão é de uma tensão menor para uma maior, tem-se a SE transformadora elevadora, que é mais comumente utilizada próxima aos centros de geração. Já no processo inverso, ou seja, de uma tensão maior para uma menor a SE é transformadora abaixadora, e encontram-se no final de um sistema de transmissão.

Outro tipo comum é a SE de manobra, onde partes do sistema podem ser manobradas, ou seja, em um mesmo nível de tensão, elas podem ser inseridas ou retiradas de funcionamento. E ainda, podem ser de seccionamento, frequência, conversão e distribuição.

Quanto ao nível de tensão, as subestações podem ser de: baixa tensão (BT), com nível de tensão de até 1 kV; média tensão (MT), com níveis de tensão entre 1 kV e 34,5 kV; alta tensão (AT), com níveis de tensão de 69 kV e 138 kV (tensão nominal abaixo de 230 kV); extra alta tensão (EAT), com níveis de tensão acima de 230 kV e abaixo de 800 kV; e de ultra alta tensão (UAT), com níveis de tensão acima de 800 kV.

No que diz respeito a sua posição no sistema elétrico, segundo ANEEL (2010) apud Meireles (2010) elas se classificam como:

- Transmissão - subestação ligada às linhas de transmissão, ou seja, destinadas ao transporte de grandes blocos da energia, com tensão de operação igual ou acima de 230 kV;
- Distribuição de Alta Tensão (AT) – subestação ligada às linhas de distribuição AT que são destinadas ao transporte da energia elétrica para as subestações de distribuição, bem como, ao atendimento aos grandes consumidores de alta tensão, com tensão de operação na faixa $69 \text{ kV} \leq V < 230 \text{ kV}$;
- Distribuição de Média Tensão (MT) e de Baixa Tensão (BT) – subestações que recebem a energia das linhas de distribuição e a transferem, com abaixamento de tensão, para as redes de distribuição que, por sua vez, alimentam os consumidores diretamente em média tensão ou através de uma transformação adicional para baixa tensão ($\leq 1000\text{V}$), com tensões abaixo de 69 kV.

Quanto ao tipo de instalação as subestações podem ser SE a céu aberto, ou seja, ao ar livre, com o emprego de maquinários e aparelhos apropriados. Também podem ser interiores, quando construídas abrigadas, ou blindadas, onde além de abrigadas de intempéries, seus equipamentos são protegidos e isolados em óleo e podem ter área de até 10% de uma subestação convencional.

Já quanto a forma de operação elas podem ser subestação com operador, subestação semiautomática ou subestação automatizada.

Porém, de acordo com a Norma de Transmissão Unificada (NTU – 005), da Energisa (João Pessoa, Paraíba, 2017), as SEs de Alta Tensão (AT), no que diz respeito a sua construção, podem ser classificadas em: Subestação Urbana A, Subestação Urbana B, Subestação Metropolitana, Subestação Mista e Subestação Rural. Esta classificação leva em conta a localização e a configuração de *alta tensão* (AT) da SE.

Os tipos de subestações, conforme classificação da Energisa (2017), são apresentadas na Tabela 1, abaixo:

Tabela 1 – Características por tipo de subestação

Tipo	Características				
	Densidade Populacional	Nº LT	Nº Transf.	Barra de Entrada	Criticidade da Área
Urbana A	Média	1	≤ 2	SB, BS ou BPT	Média
Urbana B	Média	≥ 2	≥ 1	BS, BPT ou BD	Média
Metropolitana	Alta	≥ 2	≥ 2	BS, BPT ou BD	Alta
Mista	Média	> 2	≥ 1	BPT ou BD	Baixa
Rural	Baixa	≤ 2	≤ 2	SB ou BS	Não há

SB – Sem barramento; BS – Barramento simples; BPT – Barramento principal e transferência; BD – Barramento duplo.

Fonte: Adaptado de Energisa (2017).

A divisão conforme o tipo leva em conta não só a localização geográfica da SE, se em grandes centros populacionais ou locais distantes dos centros, mas também a importância desta no sistema:

- Para a SE METROPOLITANA foi considerado que ela está localizada em grandes centros populacionais e com grande importância no sistema pela alta carga e grande número de consumidores atendidos.
- Na SE METROPOLITANA é considerada uma grande dificuldade na aquisição da área, portanto, com grande restrição de espaço para a construção.
- Para as SEs Urbana A, Urbana B e Mista foi considerado que elas estão localizadas em áreas próximas aos centros populacionais com média concentração populacional.
- Para a SE RURAL foi considerado que ela está localizada distante dos centros populacionais, apresentando características de carga monofásicas e

desbalanceadas.

- Para o critério de SE MISTA, leva-se em conta a importância no sistema pelo chaveamento de LTs de AT para outras SEs do sistema.

2.2.1 Arranjo Físico e Configurações de Barra

A subestação está conectada à rede através de linhas aéreas. Em alguns casos pode não ser possível fazer a ligação à subestação diretamente pela linha aérea e entrada de cabo deve ser considerado. As diferentes configurações são caracterizadas por seus arranjos de barramento e geralmente qualquer número de circuitos pode ser fornecido através da repetição do padrão (AYADURAI, 2004).

O “arranjo físico” de uma subestação elétrica corresponde à sua configuração física e para conhecimento de seu funcionamento é importante a compreensão de como estão dispostos seus equipamentos, bem como o esquema de proteção, para que sua operação seja assertiva e segura. A maneira como os equipamentos de pátio se conectam corresponde à forma como a conectividade elétrica da subestação funciona, e isso pode ser compreendido como o que chamamos de “configuração de barra” da SE.

Há vários tipos de configurações de barra que podem ser utilizadas numa SE e sua adoção dependerá da forma como se deseja manobrar a subestação. A flexibilização permite a garantia do fornecimento de energia sem interrupção da transmissão, caso ocorra alguma falha no sistema, permitindo que a manutenção e a operação possam ser reajustadas.

Entre os tipos de configurações destacam-se:

- Barra simples (BS);
- Barra principal e transferência (BP+T);
- Barra principal seccionada e transferência (BPS+T);
- Barra dupla com disjuntor simples a três chaves (BD3 ch);
- Barra dupla com disjuntor simples a quatro chaves (BD4 ch);
- Barra dupla com disjuntor simples a cinco chaves (BD5 ch);
- Barra dupla com disjuntor simples a três e quatro chaves (BD3 e 4 ch);
- Barra dupla e transferência com disjuntor simples a três e quatro chaves (BDT3 e 4 ch);
- Barra dupla seccionadas com disjuntor simples a quatro chaves (BDS4 ch);
- Barra dupla com disjuntor e meio (DM);
- Barra dupla com disjuntor e meio modificado (DMM);

- Barra dupla com disjuntor e um terço (DUT);
- Barra dupla com disjuntor duplo (BDDD);
- Anel simples (ANS);
- Anel múltiplo (ANM).

A Tabela 2 aborda sucintamente a relação entre os principais tipos de arranjo com a confiabilidade do sistema, custos e área (espaço físico) necessário para cada um deles:

Tabela 2 – Sumário de características de arranjos de barras

Arranjo	Confiabilidade	Custo	Área Disponível
Barra Simples	Menor Confiabilidade: Falhas simples podem ocasionar o desligamento completo da SE	Menor Custo: Menor número de componentes	Menor Área: Menor número de componentes
Barra Principal e de Transferência	Baixa Confiabilidade: Semelhante à da barra simples, porém melhor flexibilidade na operação e manutenção	Custo Moderado: Poucos componentes	Pequena Área: Poucos componentes
Barra Dupla, Disjuntor Simples	Confiabilidade Moderada	Custo Moderado: Número de componentes um pouco maior	Área Moderada: Número de componentes um pouco maior
Barra Dupla, Disjuntor Duplo	Alta confiabilidade	Custo Elevado: Número de componentes duplicado	Grande Área: Dobro do número de componentes
Barra Dupla, Disjuntor e Meio	Alta confiabilidade	Custo Moderado: Número de componentes um pouco maior	Grande Área: Maior número de componentes por circuito
Barra em Anel	Alta confiabilidade	Custo Moderado: Número de componentes um pouco maior	Área Moderada: Aumenta com o número de circuitos

Fonte: Leão (2009).

A escolha do tipo de arranjo está diretamente relacionada com os custos do empreendimento e é necessário que, para a tomada de decisão, vários fatores venham a ser levados em conta. Azevedo (2015), aponta quatro principais fatores que afetam esta decisão:

- Técnicos: continuidade de suprimento, requisitos operacionais e de manutenção;
- Econômicos: disponibilidade de recursos financeiros, custos de implantação e

manutenção, custos das perdas, custos das interrupções de serviço;

- Locacionais: área necessária, condições climáticas e ambientais, implicações ecológicas e estéticas, previsão de espaço para expansão futura;
- Sociais: integração nas comunidades.

Além disso, a escolha também precisa ser pautada segundo regras e diretrizes de órgãos reguladores. À exemplo, a ONS, em seu documento “Padrões de Desempenho de Rede Básica e Requisitos Mínimos para suas Instalações”, dita os tipos de configurações de barra mais adequadas para determinado tipo de SE e tensões. Outras regras e critérios também são estabelecidos pelas concessionárias de energia elétrica.

Os arranjos, além dos aspectos técnicos, também são classificados qualitativamente e levam em conta práticas de projeto e experiência acumulada para sua determinação. Conforme Frontin (2013), os atributos são:

- Flexibilidade operativa – FO: Caracterizada pela capacidade de disponibilizar um componente do pátio de manobras para manutenção ou reparo com um mínimo de manobras, preferencialmente sem perda de continuidade na subestação.
- Facilidades para expansão – FE: Caracterizada pela capacidade de realizar conexões de novos *bays* na subestação com o menor número de desligamento possível e com interferência mínima nos *bays* já instalados.
- Simplicidade do sistema de proteção – SP: Caracterizada pelo reduzido nível de intertravamento entre os componentes de manobra do pátio e pela ausência ou reduzida necessidade de transferências da atuação da proteção.
- Confiabilidade – CF: Caracterizada pela máxima disponibilidade de continuidade entre os circuitos da subestação frente às ocorrências de falhas.
- Custos – CS: Custo total da subestação referente ao pátio de manobras.

A Tabela 3, abaixo, estabelece uma relação, em caráter comparativo, entres os tipos de classificação de arranjo, supracitados:

Tabela 3 – Comparação qualitativa entre configurações de barra descritas

Configuração	Atributos (1→ Pior e 4 → melhor)				
	FO	FE	SP	CF	CS
BS	1	1	4	1	4
BP+T	2	2	3	1	3
BPS+T	2	1	3	2	3
BD3 ch	2	4	3	2	3
BD4 ch	3	3	1	3	3
BD5 ch	3	3	1	3	3
BD3 e 4 ch	3	3	2	3	3
BDT3 e 4 ch	4	3	2	4	2
BDS4 ch	4	3	2	4	2
DM	4	4	3	4	2
DMM	3	3	2	3	2
DUT	4	4	3	4	2
BDDD	4	4	3	4	1
ANS	4	4	3	4	2
ANM	4	4	3	4	1

Fonte: Adaptado de Frontin (2013) apud Azevedo (2015).

Outros tipos de requisitos, como afastamento mínimos, também são determinados com base em normas. A Chesf (2019) em sua especificação técnica “Projetos Eletromecânicos de Subestações” estabelece distâncias mínimas adotadas para cada tensão nominal entre fases, segundo a Tabela 4. As distâncias para as diferentes tensões nominais resultam em espaços maiores para pátios de alta tensão e menor área para pátios baixa tensão.

Tabela 4 – Distâncias mínimas de segurança [mm]

Tensão nominal entre fases	500 kV	230 kV	138 kV	69 kV	34,5 kV	13,8 kV
Distância fase-terra (metal a metal)	4600	2050	1430	770	320	180
Distância fase-fase (metal a metal)	6000	2560	1570	850	320	180
Altura dos barramentos (do solo)	8700	5700	4700	3700	3000	3000
Altura dos barramentos sobre áreas de acesso de veículos	10600	8150	7500	7100	7000	7000
Distância para manutenção sobre o plano de trabalho horizontal	6350	3500	3500	3000	3000	3000
Distância para manutenção sobre o plano de trabalho vertical	5850	3000	3000	3000	3000	3000
Altura do início do corpo isolante dos equipamentos	2300					

Fonte: CHESF (2019).

2.2.2 Equipamentos de Pátio

Diversos equipamentos fazem parte uma subestação elétrica e cada um deles tem importância específica ante o funcionamento da SE, sendo eles de pátio ou instalados em casas de comando. A escolha dos equipamentos varia conforme as especificações técnicas; sendo tipo de SE, potência nominal, tipo de configuração de arranjo, etc, visto que cada um deles tem funcionalidades particulares.

Dentre os equipamentos e estruturas instalados no pátio de manobras estão os barramentos, ancoragens, disjuntores, isoladores, chaves seccionadoras, transformadores de força, TPs, TCs, para-raios. Dependendo do nível de tensão e potência da SE, esses equipamentos podem ser instalados em estruturas de aço galvanizado ou concreto (VALE, 2011, p. 8).

Monteiro (1999), explica que os equipamentos de uma SE se dividem em cinco grupos principais. Os transformadores de potência, assim como os transformadores de corrente (TC) e transformadores de potencial (TP), enquadram-se como equipamentos de transformação. Já as chaves seccionadoras (SEC) e disjuntores (DISJ) são ditos equipamentos de manobra. Reatores, capacitor derivação ou série e compensador são equipamentos de compensação de reativos. Para-raios (PR), relés e fusíveis são equipamentos de proteção. E podem ter equipamentos de medição, descritos por Silva (2022) como instrumentos utilizados para medir corrente, tensão frequência, potência ativa e reativa, etc.

▪ Chaves Seccionadora (SEC):

As chaves seccionadoras, Figura 4, são dispositivos destinados a isolar equipamentos ou zonas de barramento, ou ainda, trechos de linhas de transmissão (MONTEIRO, 1999). Também podem ser descritas como equipamentos responsáveis pelas manobras de abertura, fechamento e transferência de circuito elétrico, operadas sem carga, cujo isolamento é o ar. A NBR 6935, da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985) define seccionador como:

Dispositivo mecânico de manobra capaz de abrir e fechar o circuito quando uma corrente de “intensidade desprezível” é interrompida ou reestabelecida ou quando não ocorre variação de tensão significativa através dos terminais de cada polo do seccionador. É também capaz de conduzir correntes sob condições normais do circuito e, durante especificado, correntes sob condições anormais, tais como curto-circuito.

Geralmente as chaves seccionadoras utilizadas em subestações são trifásicas com acionamento simultâneo das três fases por intermédio de um comando único (COSTA, 2011).

As chaves seccionadoras com aterramento próprio são um dispositivo mecânico de manobra destinado a aterrar partes do circuito e capazes de suportar, por tempo especificado, correntes sob condições anormais, tais como curto-circuito, mas não previstas para conduzir correntes sob condições normais do circuito. Quando a coluna isolante, usada como suporte da chave de terra, é a própria coluna isolante do seccionador com o qual ela está associada, usa-se a denominação “lâmina de terra” (SEC c/LT) (SOUZA, 2002).

Figura 4 – Chave seccionadora



Fonte: A autora (2023).

▪ **Disjuntor (DISJ):**

São equipamentos destinados a interromper a corrente elétrica de um circuito em condições normais, anormais ou em curto-circuito. Uma das funções do disjuntor é a extinção do arco elétrico. Ao interromper a corrente elétrica em um circuito, há formação de arco elétrico que é definido pela passagem da corrente elétrica através do ar ou do meio isolante. Como a rigidez dielétrica (resistência) do ar ou meio isolante é maior que a do condutor, a passagem da corrente elétrica neste meio provoca uma elevada temperatura, da ordem de milhares de graus (COSTA, 2011).

Os disjuntores, Figura 5, são os mais eficientes e mais complexos aparelhos de manobra de redes elétricas, destinados à operação em carga, podendo ter operação manual ou automática (MONTEIRO, 1999).

Figura 5 – Disjuntor



Fonte: A autora (2023).

▪ Transformador:

Sem os transformadores de força, *Figura 6*, seria praticamente impossível o aproveitamento econômico da energia elétrica, pois a partir deles foi possível a transmissão em tensões cada vez mais altas, possibilitando grandes economias nas linhas de transmissão em trechos cada vez mais longos (MONTEIRO, 1999).

É um equipamento elétrico estático que, por meio de indução eletromagnética, transfere energia do circuito primário para o circuito secundário mantendo a frequência e, em geral, alterando os valores de tensão e corrente (COSTA, 2011).

Figura 6 – Transformador



Fonte: A autora (2023).

▪ **Transformador de Potencial (TP):**

Equipamento que permite o funcionamento adequado dos instrumentos de medição e proteção. Estes equipamentos possibilitam a medição de tensão em sistema com tensões maiores que 600 V. Os TPs, Figura 7, são ligados na rede em paralelo, o que possibilita que sejam dimensionados e construídos com menos precauções, facilitando a medição da tensão no equipamento. Muzy, (2012) cita alguns tipos de TPs, cuja divisão é mais aplicada a circuitos de ensaio e pesquisa laboratoriais.

Tensões entre 600 V e 69 kV – Os *transformadores indutivos* são predominantes; Tensões de 69 kV até 138 kV – Não existe preferências na utilização, sendo que em sistemas onde se utiliza o PLC (*power line carrier*), é usado o *transformador de potencial capacitivo*; Tensões acima de 138 kV – Os *transformadores de potencial capacitivo (TPC)* são a maioria.

Figura 7 – Transformador de potencial capacitivo

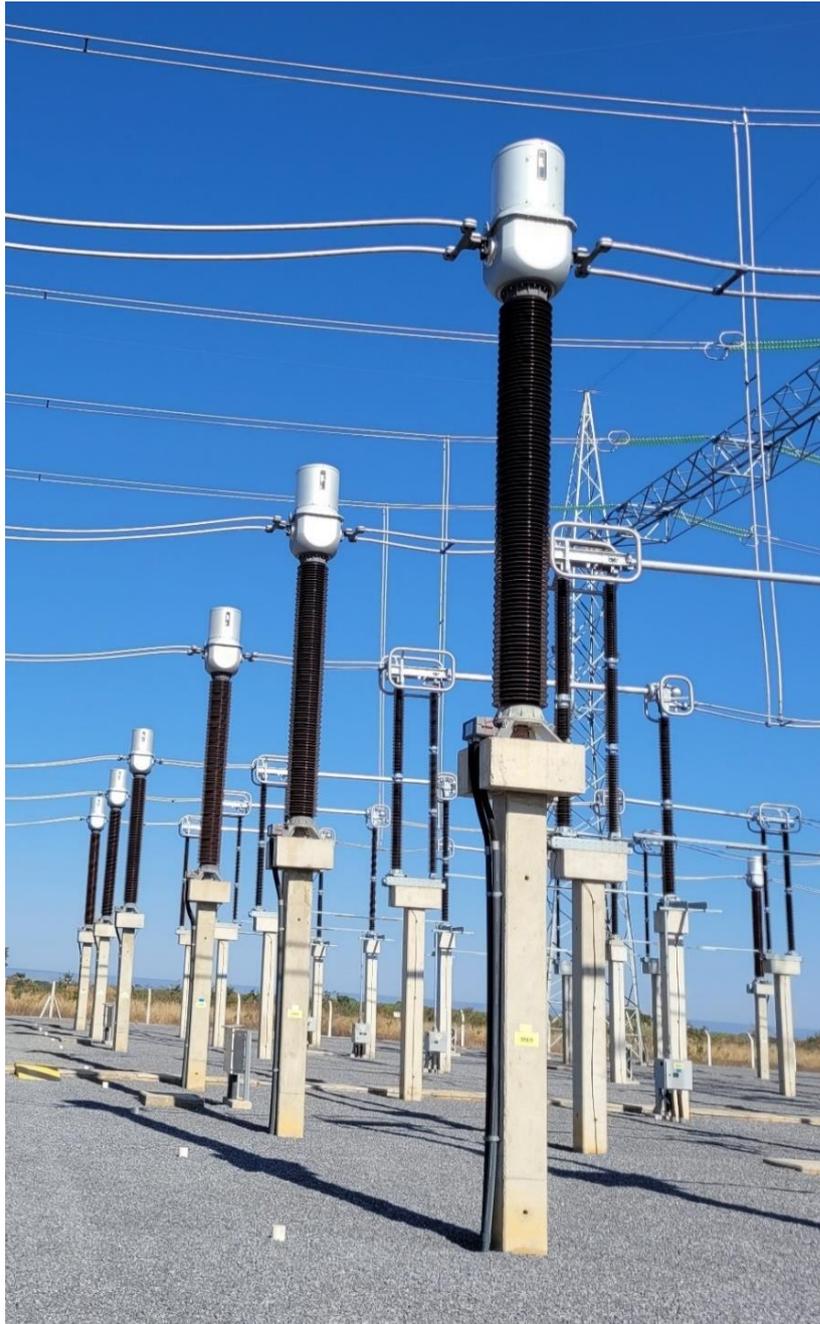


Fonte: A autora (2023).

▪ **Transformador de Corrente (TC):**

Através deste equipamento é possível obter informações sobre corrente e tensões, de forma precisa, para serem utilizadas na proteção da SE. Os instrumentos de medição e proteção, como o TC, Figura 8, registram valores e são verificados para se adequarem aos limites máximos dos outros equipamentos utilizados e são ligados à rede, mais comumente, em série.

Figura 8 – Transformador de corrente

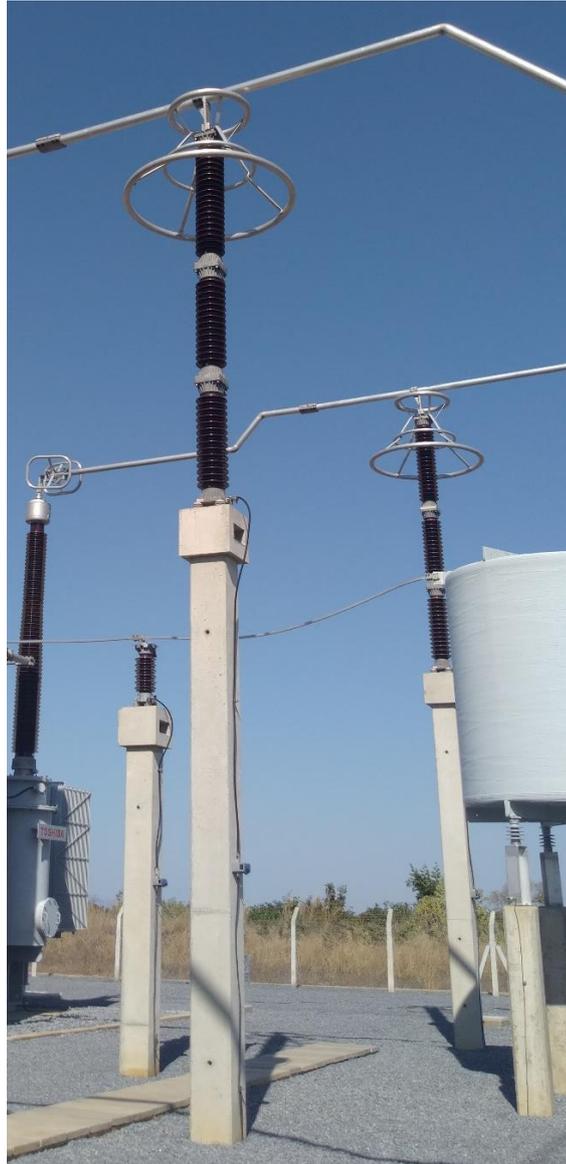


Fonte: A autora (2023).

▪ **Para-raios (PR):**

Normalmente utilizados nas entradas de linha da SE, sendo instalado um equipamento para cada fase, os para-raios, *Figura 9*, instalados em subestações são destinados a proteger os equipamentos de um circuito contra surto de tensão transitório de origem externa provocado por descargas atmosféricas e/ou sobretensões de origem interna provocadas por manobras e chaveamentos (COSTA, 2011).

Figura 9 – Para-raios



Fonte: A autora (2023).

2.2.3 Carregamentos e Esforços

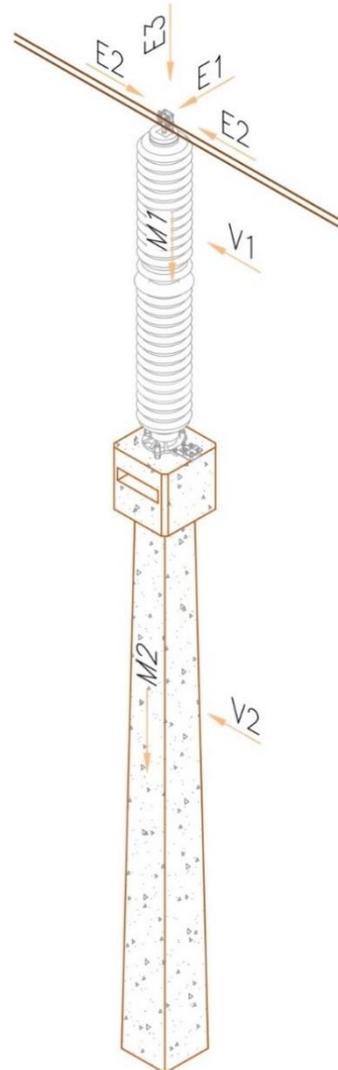
Os equipamentos de pátio de uma subestação elétrica são submetidos à esforços que envolvem, principalmente, parâmetros elétricos e advindos do arranjo físico do projeto da SE. Os esforços que atuam no terminal dos equipamentos são transversais, verticais e longitudinais (E1, E2 e E3, respectivamente), que são derivados dos condutores (rígidos ou flexíveis) utilizados na interligação entre os equipamentos, sendo vento no condutor, peso do condutor e curto-circuito respectivamente. Também são considerados nos polos dos equipamentos e esqueleto da estrutura de suporte, o esforço transversal do vento (V1 e V2, respectivamente), além do peso próprio tanto do equipamento (M1) quanto do suporte (M2).

Os equipamentos de pátio, como TC, TP e PR, em SEs de AT à UAT, são normalmente instalados em postes metálicos ou de concreto. Estas estruturas são afetadas, principalmente, pela força do vento, mas devem suportar os esforços que são acionados sobre e pelos equipamentos, como tração dos cabos nos polos, por exemplo, e muitas vezes são generalizadas em projetos devido à similaridade de grandeza que as cargas atuantes têm entre si.

As cargas de projeto de suportes e fundações devem contemplar os esforços transmitidos pelos condutores devidos ao carregamento, o peso próprio do suporte, dos isoladores, das ferragens e dos condutores, a pressão de vento no suporte, nos isoladores, nas ferragens e nos condutores (SILVA, 2018).

A Figura 10, abaixo, exemplifica o esquema de esforços a que o conjunto *equipamento + suporte* está submetido:

Figura 10 – Esquema de esforços no conjunto suporte+equipamento



Fonte: A autora (2023).

2.2.3.1 *Peso próprio*

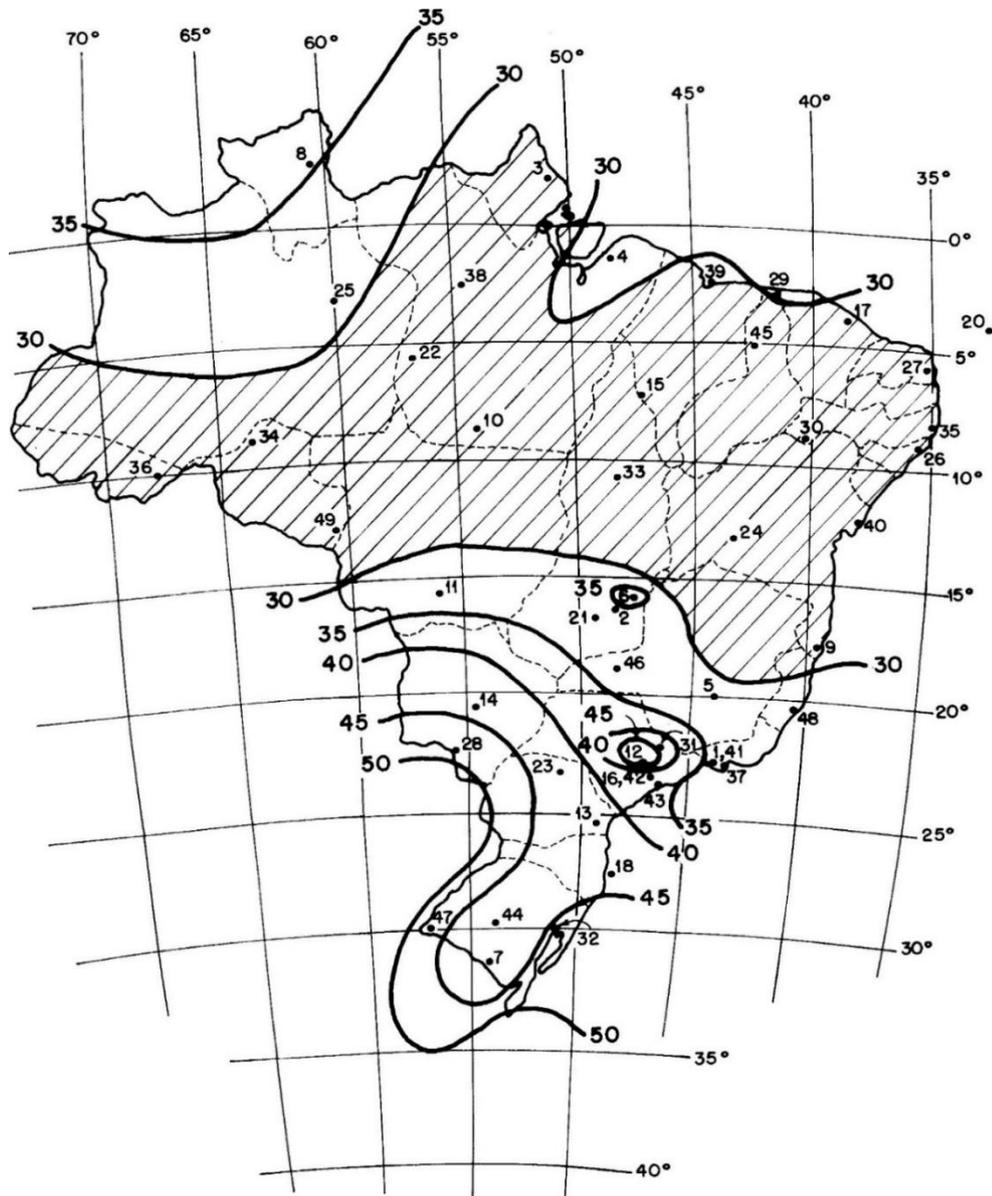
A força vertical devido ao peso próprio deve levar em conta a massa, tanto do equipamento quanto da estrutura de suporte. Para ambos, seus valores são determinados por seu respectivo fabricante, de forma confiável e o seu dimensionamento é realizado para suportar as condições necessárias a cada um deles. Isto porque as estruturas de suporte, muito comumente, são pré-fabricas e os equipamentos construídos com rígidos controles de processos. Além destes também é necessário considerar o peso advindo dos condutores de ligação entre barramento e equipamento, e entre equipamentos.

Este esforço deriva do que chamamos de ações permanentes, ou seja, aquelas que não serão modificadas sob nenhuma circunstância natural após sua instalação. As cargas devido ao peso próprio consideram-se aplicadas no eixo vertical da fundação.

2.2.3.2 *Ações do vento*

O vento é um importante fator de ação sobre as estruturas e equipamentos numa subestação elétrica e, segundo a NBR 6123 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988), pode ser obtida por dois métodos de cálculo: um que leva em conta esforços estáticos e outro, dinâmicos. A determinação das forças estáticas é caracterizada pela velocidade básica do vento (V_0), fator topográfico (S_1), fatores de ponderação de rugosidade (S_2) e do fator estatístico (S_3).

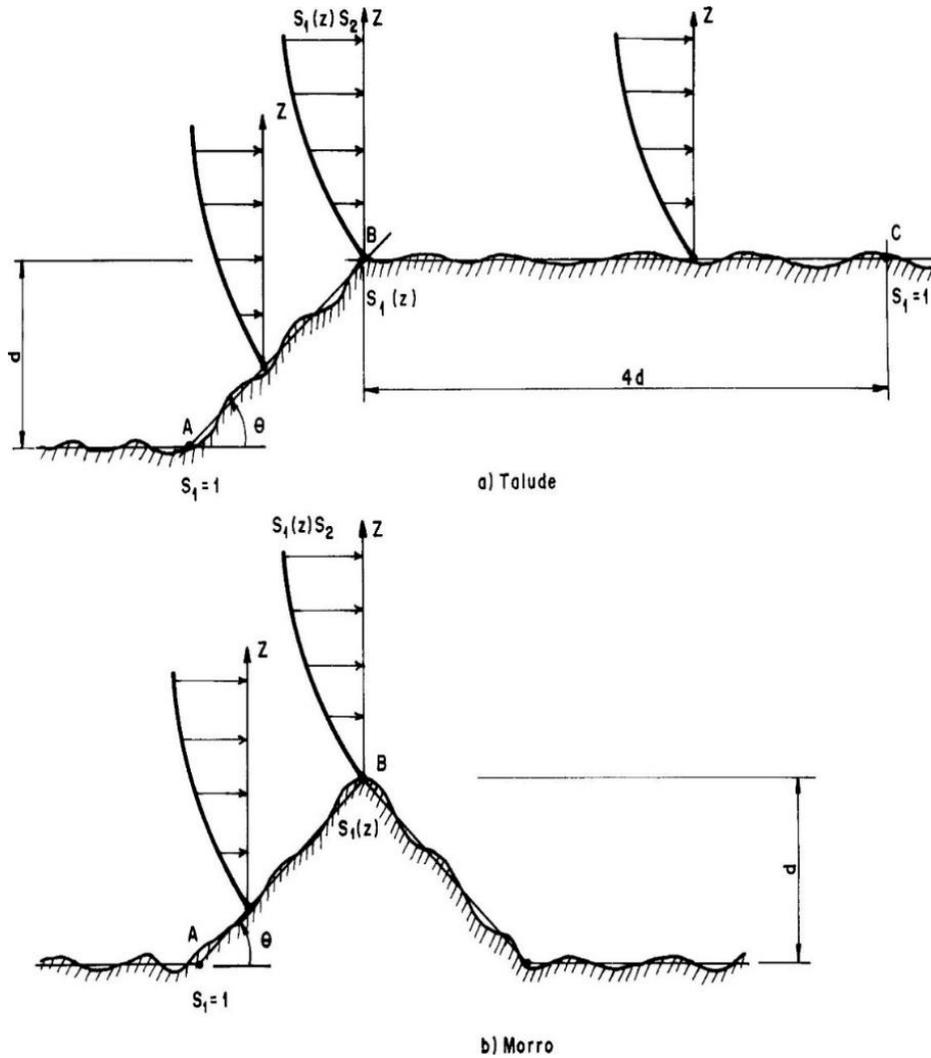
A NBR 6123 descreve a velocidade básica do vento como “[...] velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. A mesma norma define, através da Figura 11, as isopletras da velocidade básica no Brasil.

Figura 11 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6).

Outro aspecto intrínseco ao método é o fator topográfico que leva em conta as mudanças topográficas ao redor da edificação. Para terrenos planos ou fracamente acidentados seu fator é igual a 1,0. Caso a edificação se localize no topo de taludes ou morros conforme o ponto B da *Figura 12*, o fator topográfico será uma função da altura (z), medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, da diferença de nível (d) entre a base e o topo do talude/ morro, assim como, da inclinação média do talude ou encosta do morro. Para vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção, seu fator vale 0,9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5 apud BRONZATTO, 2012).

Figura 12 – Fator topográfico $S_1(z)$



Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988, p. 7).

Para as angulações, entre a edificação e o nível do terreno, $\theta > 3^\circ$, a NBR 6123/1998 estabelece que os valores de S_1 devem ser obtidos conforme a Tabela 5 abaixo:

Tabela 5 – Fator topográfico em função da altura da edificação θ

Inclinação do talude/morro (θ)	Fator topográfico (S_1)
$\theta \leq 3^\circ$	$S_1(z) = 1,0$
$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1$
$\theta \leq 45^\circ$	$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$

Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988, p.5) apud Bronzatto (2012).

Já a rugosidade, para Blessmann (2013), tem grande efeito sobre a variação da velocidade média na camada limite atmosférica, que vai de zero, quando perto da superfície,

até a velocidade gradiente, quando em grandes alturas. O autor afirma que há relação direta entre a rugosidade e os obstáculos do terreno, como árvores, morros e edifícios, com as ações do vento sobre a estrutura. E a NBR 6123 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988), classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias:

- Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões com mais de 5 km de extensão;
- Categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- Categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvore, edificações baixas e esparsas;
- Categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaços, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- Categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

O fator S_2 , além da rugosidade, leva em conta as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno. No primeiro aspecto a norma especifica características construtivas e/ou estruturais das edificações para determinação das ações do vento atuantes sobre ela, levando em conta o tempo que as rajadas levam para atuarem sobre todas suas dimensões. Assim as edificações são classificadas, segundo a NBR 6123/1988 em:

- Classe A: Para rajadas de vento com intervalos de 3s. Correspondem a todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Para rajadas de vento com intervalos de 5s: Correspondem a toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Classe C: Para rajadas de vento com intervalos de 10s. Correspondem a toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

A Tabela 6 estabelece os diversos valores de S_2 para a relação das diferentes categorias de rugosidade e classe de dimensão das edificações. Para fins de projeto a NBR 6123/1988 recomenda que sempre seja considerado o fator no topo da edificação. Neste trabalho serão abordadas estruturas que obedecem às alturas previstas conforme Tabela 4, e estas alturas de aplicação do fator não excederão 50 m.

Tabela 6 – Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988, p. 10).

O fator estatístico, S_3 , leva em conta a vida útil da edificação e o grau de segurança requeridos. Assim, a NBR 6123/1988 estabelece uma relação entre os grupos de edificação e os respectivos valores de S_3 , segundo apresentado na Tabela 7.

Tabela 7 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,0
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988, p. 10).

Assim, a velocidade característica do vento (V_k), que de fato atuará sobre a edificação, é definida pela NBR 6123/1988, conforme a equação a seguir:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (1)$$

Onde:

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator de ponderação da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico;

Em suma, a NBR 6123/1988, determina que a força global na direção do vento, sobre uma edificação/estrutura, é dada pela equação:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (2)$$

Onde:

F_a = força de arrasto (N);

C_a = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica (N/m²);

A_e = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra") (m²);

Sendo a pressão dinâmica (q), de acordo com a NBR 6123/1988, dada por:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (3)$$

Onde:

q = pressão dinâmica (N/m²);

V_k = velocidade característica do vento.

Visto que há a necessidade de se obter os esforços sobre o equipamento, é importante especificar a obtenção da força do vento resultante nesta situação, pois os polos dos equipamentos, região onde a força é aplicada, são estruturas cilíndricas circulares. A NBR 6123/1988 dispõe de especificações para estruturas cilíndricas, cuja expressão da força, para esta situação, passa a ser:

$$F_a = C_a \times q \times k \times l \times d \quad (4)$$

Onde:

F_a = força de arrasto (N);

C_a = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica (N/m²);

k = fator de redução;

l = comprimento da barra, muro ou placa (m);

d = diâmetro de um cilindro circular (m).

Para a obtenção tanto do coeficiente de arrasto (C_a) e quanto do fator de redução (K) a norma define a necessidade da obtenção do número de Reynolds através da relação com as dimensões, razão l/d , da estrutura/equipamento, de forma que se observe como o regime de turbulência, provocada pela ação do vento, atua e modifica estes coeficientes. A NBR 6123/1988, determina o número de Reynolds pela seguinte expressão:

$$Re = 70000 \times V_k \times d \quad (5)$$

Onde:

Re = número de Reynolds;

V_k = velocidade característica do vento (m/s);

d = pressão dinâmica (N/m²);

O coeficiente de arrasto (C_a) varia, conforme a norma, segundo o tipo de edificação em questão, variando para corpos de seção prismáticas, comprimento infinito ou fios e cabos. A definição do coeficiente de arrasto (C_a) e fator de redução (K), assim como os critérios e parâmetros, serão destrinchados na seção 3.3.

É válido lembrar que a NBR 5422/1985 intitulada “Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica” também traz direcionamentos sobre as condições de obtenção dos esforços do vento. Esta norma recomenda que considere a atuação do vento na direção cujo carregamento resulte na condição mais severa, ou seja, com um ângulo de 90°. Além disso, é importante ressaltar que o esforço do vento, apesar de atuar em qualquer direção, será determinado nas direções X e Y.

Neste trabalho, a obtenção da resultante do vento atuante tanto sobre o equipamento, quanto sobre a estrutura de suporte, obedecerá à NBR 6123/1988. Isto porque é comum que,

para projetos de subestação, a velocidade do vento seja obtida para toda SE, sendo assim aplicada a todo tipo de estrutura existente no local. Porém, haja vista a generalidade da NBR 6123/1988 quanto a considerar a força devido à ação do vento aplicada para diversos tipos de edificação, e não só para LTs, como a NBR 5422, seguiremos seus procedimentos de cálculo como já descritos.

2.2.3.3 Esforços nos terminais do equipamento

Os condutores são os responsáveis por gerar os esforços nos terminais dos equipamentos, mais especificamente esforços de vento que atuam sobre eles e seu peso próprio. Isto ocorre porque numa SE os condutores, sejam eles rígidos ou flexíveis, conduzem a energia elétrica e são conectados aos equipamentos através dos barramentos ou entre equipamentos, conforme Figura 13.

O esforço vertical, oriundo do peso do condutor, atua diretamente no polo do equipamento e, a depender do equipamento, deve-se ter seu valor dobrado, devido a sua forma de instalação. Para equipamentos de um único polo, mas instalados em paralelo, como TPs, este esforço deve ser multiplicado por dois. Já para equipamentos de um único polo, ligados em série, como TC e PR, o esforço de peso do condutor ($E3$) é dado pela seguinte expressão:

$$E3 = P_c \times n_c \times \frac{l_v}{2} \quad (6)$$

Onde:

$E3$ = esforço vertical – peso (kgf);

P_c = peso do condutor (kg/m);

n_c = número de condutores;

l_v = comprimento do vão (m);

De forma a esclarecer, Faria (2009), define que:

O barramento propriamente dito é o conjunto de condutores (3 fases) que transportam a energia através da instalação. Porém entenda-se que barramento poderá significar apenas uma das fases, dependendo do contexto. Isto devido ao facto de que para dimensionar os perfis a serem utilizados no barramento, basta dimensionar um dos condutores (uma das fases) e os outros serão iguais.

Assim, na prática, a escolha do tipo de barramento e/ou condutor, se rígido ou flexível, bem como suas especificação, é normalmente definida levando-se em conta os dados elétricos da subestações; condições de aquecimento do condutor perante a corrente de serviço da

instalação; resistência mecânica ao curto-circuito; esforços térmicos do curto-circuito; efeito corona; além de adequar-se tanto ao nível de tensão da subestação, como às LT de entrada e atender às necessidades do tipo de arranjo de físico adotado.

Tisott (2011) afirma que:

Os barramentos podem ser flexíveis ou rígidos. Em relação ao primeiro, utiliza-se normalmente o cabo nu e são encontrados principalmente nas subestações de grandes dimensões. Possuem, no entanto, alguns pontos negativos, pois como são constituídos de material maleável, estão mais sujeitos a oscilações provenientes do vento ou chuva, fazendo com que seja necessário aumentar a distância entre as fases de modo a garantir a segurança, podendo ser um problema em situações onde o espaço destinado à subestação é limitado, como por exemplo em indústrias. A distância ao solo é outro ponto de diferenciação quando se utilizam barramentos flexíveis, devido às flechas. Como pontos positivos, quando se trata de subestações de grande porte, a utilização de barramentos flexíveis irá demandar um menor número de estruturas metálicas, além de serem relativamente mais baratos que os barramentos rígidos

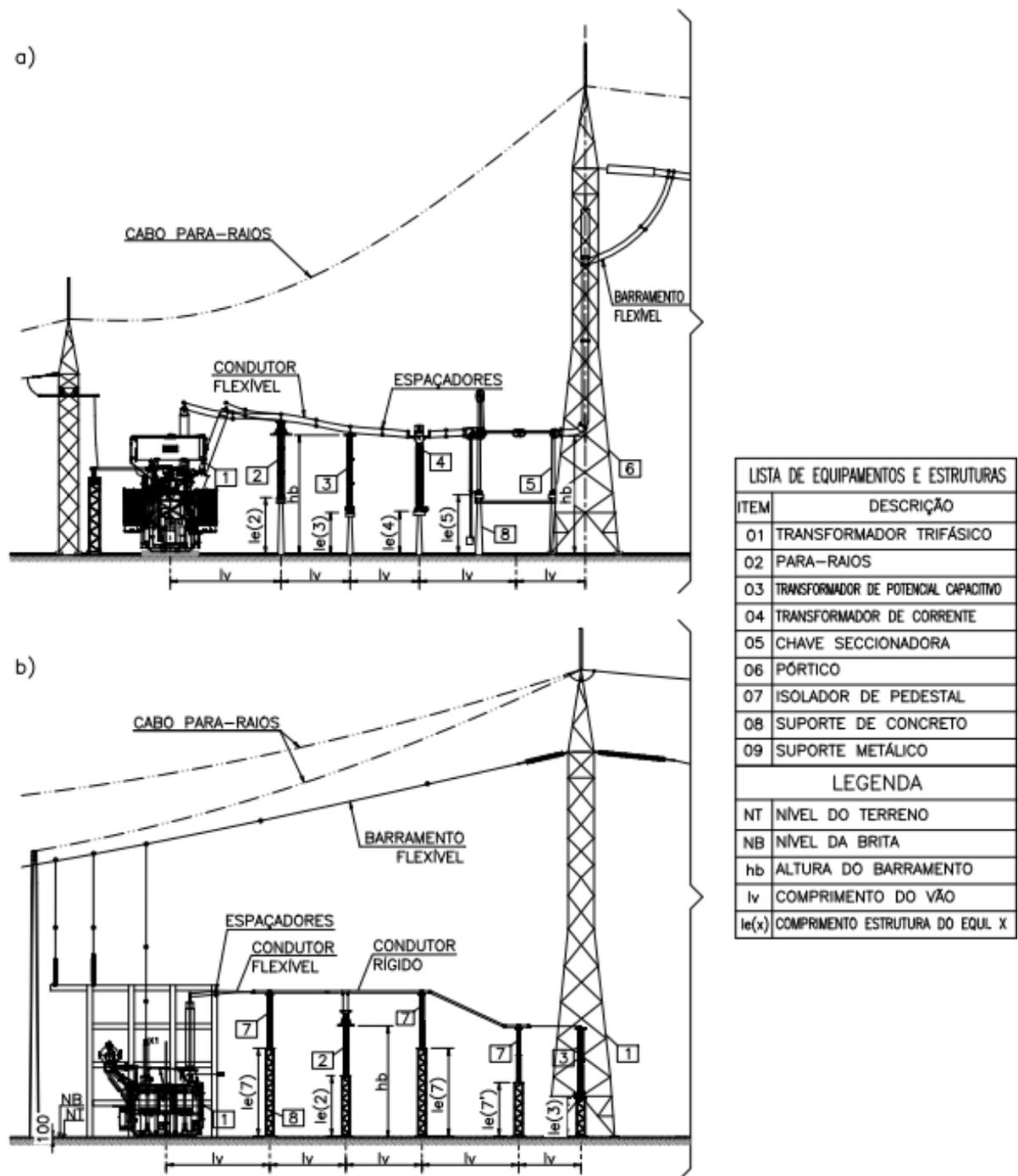
Os condutores rígidos podem ser de vários formatos físicos, sendo que os mais utilizados em subestações são do tipo tubular. Apresentam vantagem esteticamente quando comparados aos barramentos flexíveis, porém quando o projeto possui uma delimitação econômica não é o tipo de barramento mais indicado (DARONCO, 2016).

Os arranjos com mais de um subcondutor por fase (feixes) mais encontrados são formados por 2, 3 ou 4 subcondutores de mesma fase. É possível encontrar, em casos particulares, feixes com 6 ou 8 subcondutores (HECK, 2017). Além disso, a autora explica que o efeito de *curto-circuito* (2.2.3.4) causa deslocamento entre os subcondutores das fases, fazendo com que a distância mínima entre fases leve em consideração este deslocamento para o dimensionamento do barramento.

De acordo com Lima (2022), é comum que os condutores utilizados nas ligações da subestação sejam referidos pelo cliente, sendo por parte do projetista dos esforços nos equipamentos, a utilização os dados fornecidos para os cálculos.

O vento atuante sobre os condutores segue o passo a passo de dimensionamento já citado no item anterior, com algumas particularidades descritas na seção 3.3.

Figura 13 – Esquema de arranjo físico com condutor flexível e rígido



a) arranjo com interligação entre equipamentos por condutor flexível. b) arranjo com interligação entre equipamentos por condutor flexível e rígido.

Fonte: A autora (2023).

2.2.3.4 Curto-circuito

Um curto-circuito pode ocorrer por fatores internos ou externos, por exemplo, queda de um galho entre fases, queda de uma fase no solo, falha de isolamento dos enrolamentos de um

transformador. Um curto pode causar danos graves aos equipamentos e componentes do sistema. Por isso faz-se necessário um correto dimensionamento dos condutores e equipamentos (HECK, 2017). A autora ainda afirma que o condutor a ser utilizado deve ser cuidadosamente escolhido para resistir às forças eletromagnéticas entre condutores. E assim, a área da seção transversal do condutor e estrutura de suporte irá depender diretamente a magnitude da corrente de curto-circuito e o tempo de duração dessa corrente.

Os esforços dinâmicos que atuam longitudinalmente sobre os polos dos equipamentos, correspondem, basicamente, às forças de tração do condutor sobre a região. A força de *swing-out*, $F_{t,d}$, é a resultante da tração dos condutos de fase; a força de *drop-back*, $F_{f,d}$, resulta do movimento de retorno do condutor à posição original após a passagem de uma corrente de curto-circuito; e a força de *princh*, $F_{pi,d}$, é advinda da interação entre os subcondutores de uma mesma fase, quando mais de um é utilizado.

A norma 60865-1, da INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011), *Short-circuit currents – Calculation of effects – Part 1: Definition and calculation methds*, aborda aspectos relacionados à determinação dos efeitos, tanto mecânicos quanto térmicos, das correntes de curto-circuito. As metodologias apresentadas na norma servem para cálculo com condutores flexíveis e rígidos e levam em conta os efeitos térmicos em condutores não isolados, ou seja, nus, podendo ser aplicadas à vãos de até 120 metros com flechas de 8% do comprimento do vão. Ao fim do processo de cálculo as cargas determinadas são de projeto e não possuem a necessidade de majoração de segurança.

A IEC 60865-1, dita que inicialmente é preciso a obtenção da força eletromagnética característica por unidade de comprimento (F'), sendo necessário, para tal, assumir que o condutor seja uma parábola que se estabelece em um mesmo plano durante o movimento. Assim, é descrita a seguinte expressão:

$$F' = \frac{\mu_0}{2\pi} \times 0,75 \times \frac{(Ik'')^2}{a} \times \frac{lc}{l} \quad (7)$$

Onde:

F' = força eletromagnética por unidade de comprimento (N/m);

μ_0 = permeabilidade magnética no vácuo - $4\pi * 10^{-7}$ (H/m);

Ik'' = valor de corrente de curto-circuito simétrica, RMS (A);

l = distância entre suportes do barramento (m);

lc = distância entre suportes do barramento menos o comprimento das cadeias de isoladores

(m);

a = distância entre fases (m);

Os isoladores têm a função de manter isoladas eletricamente as partes condutoras das partes aterradas, servindo assim de suportes para barramentos energizados, ou seja, sua função é em âmbito elétrico e mecânico (DARONCO, 2016)

Os isoladores são constituídos ou fabricados através do uso de materiais dielétricos, os quais possuem a característica de se opor a livre circulação de cargas elétricas. Dividem-se em três grupos de isoladores básicos: os Isoladores de Porcelana, Isoladores de Vidro e Isoladores Poliméricos (DARONCO, 2016).

É importante salientar que o ONS (2021), em seu Procedimento de Rede, estabelece, para fins de padronização, que os equipamentos devem suportar valores máximos de corrente de curto-circuito em seu dimensionamento e instalação, em função da sua classe de tensão. A Tabela 8 abaixo, apresenta os valores definidos, e para níveis de tensão não apresentados, o operador não dispõe de padrões oficiais.

Tabela 8 – Capacidade de curto-circuito para equipamentos

Nível de Tensão [kV]	Corrente de curto-circuito [kA]
230	40
≥ 345	50

Fonte: Adaptado de ONS (2021).

Segundo a IEC 60865-1, o passo seguinte consiste na determinação da relação entre a força eletromagnética característica sobre o curto-circuito (F') e a gravidade:

$$r = \frac{F'}{n \times m'_s \times g} \quad (8)$$

Onde:

r = relação entre as forças supracitadas;

F' = força eletromagnética por unidade de comprimento (N/m);

n = número de condutores por fase;

m'_s = massa específica do condutor considerando peso dos pingadores, espaçadores, etc. (kg/m);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

De acordo com Heck (2017), vãos de LTs ou barramentos em feixe (conjunto com mais

de um subcondutor por fase), em que não sejam utilizados espaçadores, os cabos se movimentarão de forma independente, podendo gerar choque entre eles e movimentos de grande amplitude. Estes feixes se dispõem de forma simétrica e assimétrica e os espaçadores utilizados podem ser classificados, por características de conexão entre os condutores e o espaçador em: rígidos, articulados, flexíveis e amortecedores.

Com a utilização de feixes de condutores, gerou-se a necessidade de utilizar espaçadores, que são necessários para manter a geometria do feixe, ou seja, o espaçamento adequado entre condutores. O comportamento dinâmico dos condutores quando submetidos à excitação do vento ou de curtos-circuitos depende da distribuição dos espaçadores ao longo do vão e do tipo de espaçador empregado. As posições dos espaçadores em um vão visam minimizar os problemas de vibrações e de oscilações (CAPPELARI, 2005 apud HECK, 2017).

Em seguida a expressão abaixo estabelece a força resultante entre a força eletromagnética e o peso do condutor:

$$\delta_1 = \arctan(r) \quad (9)$$

O passo seguinte, determinado pela IEC 60865-1 é o cálculo do período de oscilação do condutor, que depende do valor da flecha no meio do vão (F_{es}) que e pode ser obtida em função da tração estática (F_{st}):

$$F_{es} = \frac{n \times m'_s \times g \times l^2}{8 \times F_{st}} \quad (10)$$

Onde:

F_{es} = flecha do condutor no meio do vão (m);

F_{st} = tração estática (N).

F_{st} , é o valor da tração estática no condutor, este deve ser considerado tanto à temperatura mínima de inverno (F_{stl}) quanto à temperatura máxima de operação (F_{sth}). Sendo assim, a partir desta etapa quase todos os cálculos são realizados duas vezes, uma a partir do valor de F_{stl} e outra a partir de F_{sth} . Por fim, na análise dos resultados é utilizado o valor máximo entre os dois (HECK, 2017).

A Brochura Técnica 105 do CIGRÉ (1996), indica de flecha do cabo condutor entre os vãos dos equipamentos está na faixa de 8%, não causando tensão nos condutores. Assim para obtenção dos valores de F_{st} , numa maior e menor temperatura, arbitra-se um valor de tração no cabo, de modo que se tenha flechas máximas de 8% para os vãos.

E assim, é possível que se determine o período T das oscilações do condutor, que se aplica a pequenos ângulos de balanço, sem que exista corrente no condutor.

$$T = 2\pi \sqrt{0,8 \times \frac{F_{es}}{g}} \quad (11)$$

Durante a passagem da corrente de curto-circuito há uma oscilação do condutor por um período chamado de período resultante da oscilação (T_{res}), com duração de segundo, dado por:

$$T_{res} = \frac{T}{\sqrt[4]{1+r^2} \left[1 - \frac{\pi^2}{64} \times \left(\frac{\delta_1}{90^\circ} \right)^2 \right]} \quad (12)$$

O passo seguinte, é a obtenção do módulo de elasticidade efetivo do condutor, cujo valor serve para determinar a norma da rigidez resultante entre condutores e estruturas de suporte.

$$E_{eff} = \begin{cases} E \left[0,3 + 0,7 \sin \left(\frac{F_{st}}{n \times A_s \times \sigma_{fin}} \times 90^\circ \right) \right], \text{ para } \frac{F_{st}}{n \times A_s} \leq \sigma_{fin} \\ E, \text{ para } \frac{F_{st}}{n \times A_s} > \sigma_{fin} \end{cases} \quad (13)$$

Onde:

E_{eff} = valor real do Módulo de Young (N/mm²);

A_s = seção transversal do subcondutor (m²);

σ_{fin} = valor para o qual o Módulo de Young torna-se constante – 50×10^6 (N/m²);

E = Módulo de elasticidade do condutor (N/m).

A norma de rigidez, pela IEC 60865-1, é dada pela expressão:

$$N = \frac{1}{S \times l} + \frac{1}{n \times A_s \times E_{eff}} \quad (14)$$

Onde:

N = norma de rigidez (N⁻¹);

S = constante elástica ou de *Spring* resultante dos dois suportes (N/m).

Para o caso em que o valor de S seja desconhecido, pode-se considerar este como sendo $100 \cdot 10^3$ N/m, para situações em que sejam utilizados condutores desestressados (*slack*), ou seja, quando os condutores exercem forças de flexão sobre os isoladores de suporte. Já pra situações em que sejam utilizados condutores tensionados (*strained*), faixas de valores para S de uma estrutura podem ser considerados conforme tensão nominal, segundo Tabela 9 abaixo.

Tabela 9 – Faixas de valores de S para cada estrutura de suporte

Nível de Tensão [kV]	Faixas de valores para constante de Spring [N/m]
123	$150 \cdot 10^3$ até $1300 \cdot 10^3$
245	$400 \cdot 10^3$ até $2000 \cdot 10^3$
420	$600 \cdot 10^3$ até $3000 \cdot 10^3$

Fonte: Adaptado de INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

Em seguida, calcula-se o fator de estresse do condutor principal, obtido pela seguinte expressão:

$$\zeta = \frac{(n \times m'_s \times g \times l)^2}{24 \times F_{st}^3 \times N} \quad (15)$$

O cálculo do ângulo de oscilação após a passagem do curto-circuito é dado por:

$$\delta_{end} = \begin{cases} \delta_1 \left[1 - \cos \left(360 \frac{T_{k1}}{T_{res}} \right) \right], & \text{para } 0 \leq \frac{T_{k1}}{T_{res}} \leq 0,5 \\ 2 \times \delta_1, & \text{para } \frac{T_{k1}}{T_{res}} > 0,5 \end{cases} \quad (16)$$

Onde:

T_{k1} = duração do primeiro fluxo de corrente de curto-circuito (s);

Quando o valor de T_{k1} for desconhecido, é possível adotar seu valor igual ao tempo de duração do curto-circuito, T_k . Caso o valor de T_{k1} ultrapasse $0,4T$, então este valor será utilizado para obtenção do ângulo de oscilações (16) e parâmetro de carga (19).

O cálculo do máximo ângulo de balanço depende da obtenção do parâmetro χ :

$$\chi = \begin{cases} 1 - r \sin(\delta_{end}), & \text{para } 0 \leq \delta_{end} \leq 90^\circ \\ 1 - r, & \text{para } \delta_{end} > 90^\circ \end{cases} \quad (17)$$

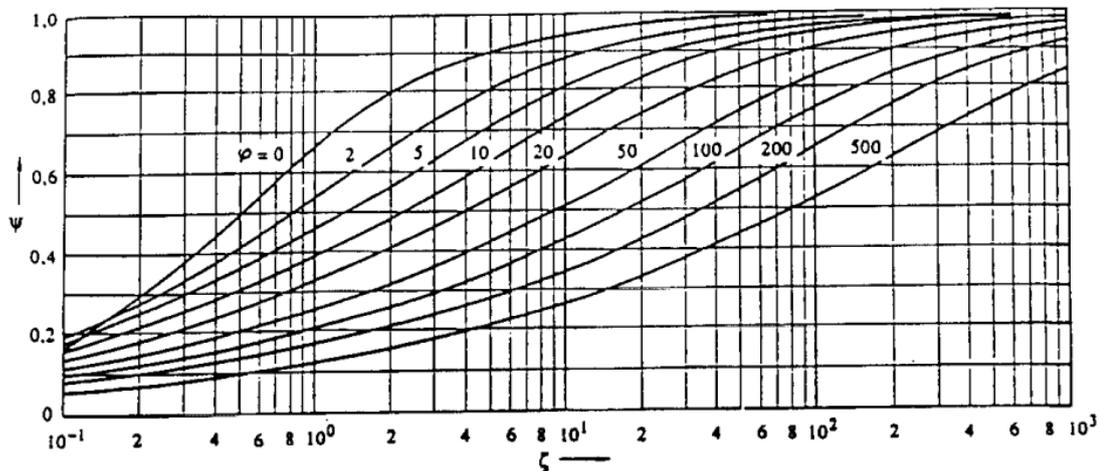
$$\delta_{\text{máx}} = \begin{cases} 1,25 \times \cos^{-1}(\chi) , & \text{para } 0,766 \leq \chi \leq 1 \\ 10^\circ + \cos^{-1}(\chi) , & \text{para } 0,766 \leq \chi \leq 1 \\ 180^\circ , & \text{para } X \leq -0,985 \end{cases} \quad (18)$$

E em sequência, ao comparar o tempo de extinção da corrente de curto-circuito ($T_{k'}$) com o tempo resultante da oscilação, pode-se calcular o parâmetro de carga.

$$\varphi = \begin{cases} 3(\sqrt{1+r^2}-1) , & \text{para } T_{k1} \geq \frac{T_{res}}{4} \\ 3(r \times \sin(\delta_{\text{end}}) + \cos(\delta_{\text{end}}) - 1) , & \text{para } T_{k1} < \frac{T_{res}}{4} \end{cases} \quad (19)$$

O fator ψ , fator de tensão num condutor flexível, é uma função de ζ , sendo determinado pela Figura 14 abaixo.

Figura 14 – Fator Ψ para força de tração em condutores flexíveis



Fonte: INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

A força de tração durante o curto-circuito, $F_{t,d}$, é dada por:

$$F_{t,d} = F_{st} (1 + \varphi \times \Psi) \quad (20)$$

Já para a força de tração após o curto-circuito, $F_{f,d}$, é necessário que algumas condições sejam satisfeitas. Silva (2018) descreve que a força será considerada nos seguintes casos:

- Se a relação “r”, entre a força eletromagnética característica F' e a força peso for superior a 60%;
- Se o máximo ângulo de oscilação for superior a 70°.

Sendo estas condições satisfeitas, o valor de $F_{f,d}$ é dado por:

$$F_{f,d} = 1,2 \times F_{st} \times \sqrt{1 + 8\zeta \times \frac{\delta_{max}}{180^\circ}} \quad (21)$$

Em vãos pequenos a rigidez à flexão faz com que o valor calculado acima seja superior ao real. O cálculo acima deve ser utilizado para vãos cujo comprimento é superior a cem vezes o diâmetro do condutor, ou seja, $l > 100d$ (INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2011 apud SILVA, 2018).

Por fim, para a obtenção de $F_{pi,d}$, é necessário verificar a colisão efetiva entre os condutores, que ocorrerá caso um das seguintes condições sejam atendidas:

- Se $\frac{a_s}{d} \leq 2,0$ e $l_s \geq 50a_s$;
- Se $\frac{a_s}{d} \leq 2,5$ e $l_s \geq 70a_s$.

Onde:

a_s = distância efetiva entre subcondutores (m);

l_s = distância entre espaçadores (m);

d = diâmetro do subcondutor (m).

Assim, $F_{pi,d}$, será dada por:

$$F_{pi,d} = 1,1 * F_{t,d} \quad (22)$$

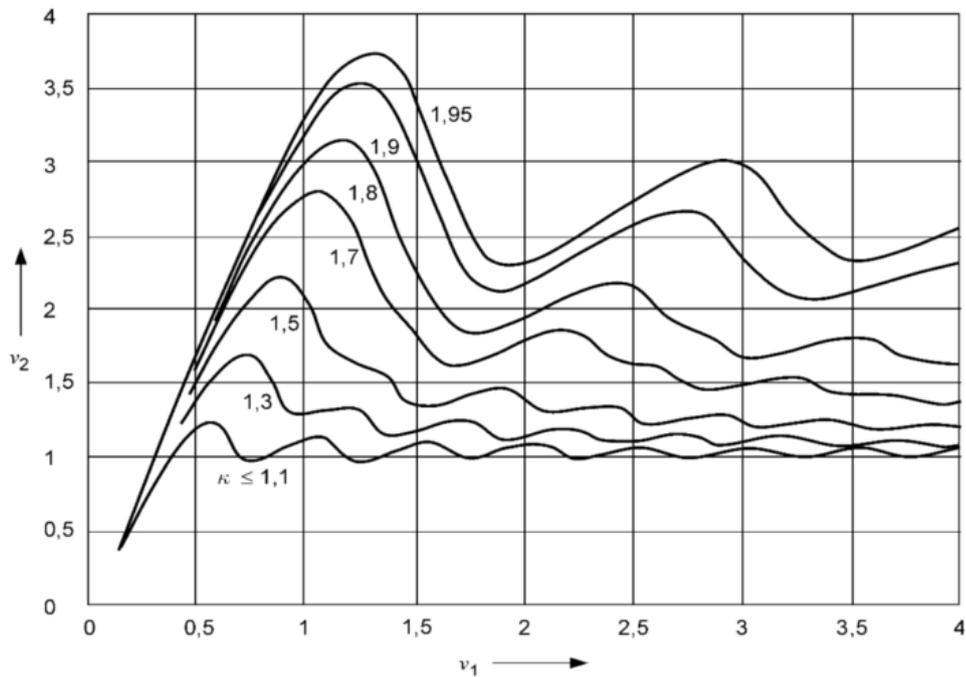
Para os casos em que as condições supracitadas não sejam atendidas, ou seja, onde não haja colisão efetiva entre os subcondutores, uma nova metodologia precisará ser seguida. Sendo está iniciada com o cálculo do fator auxiliar v_1 :

$$v_1 = f \times \frac{1}{\sin\left(\frac{180^\circ}{n}\right)} \times \sqrt{\frac{(a_s - d) \times m'_s}{\frac{\mu_0}{2\pi} \left(\frac{I_k''}{n}\right)^2 \frac{n-1}{a_s}}} \quad (23)$$

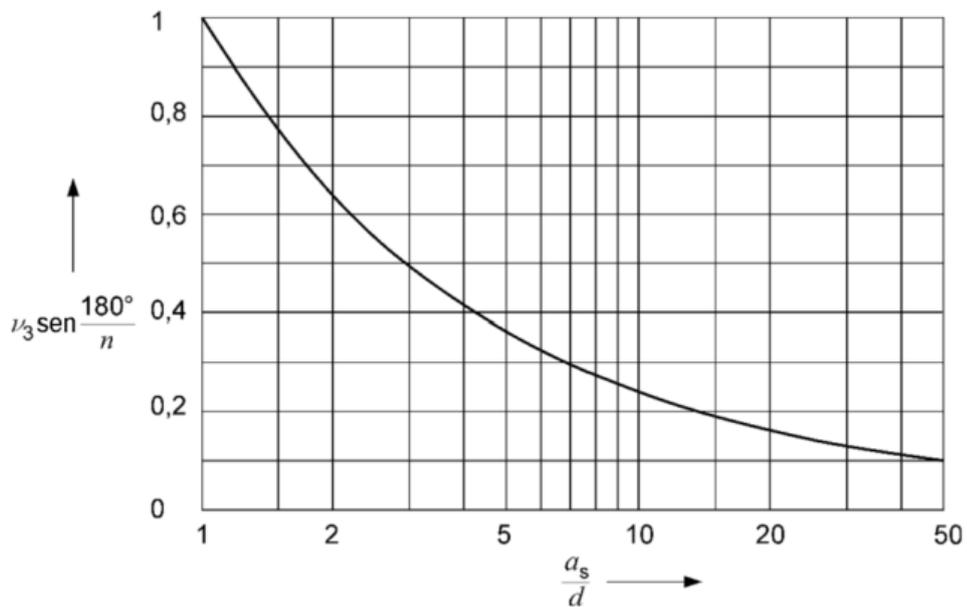
Onde:

f = frequência do sistema (Hz).

Em seqüência obtêm-se os fatores v_2 e v_3 , através das Figuras 15 e 16, respectivamente.

Figura 15 – Fator v_2 como função de v_1 

Fonte: INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

Figura 16 – Fator v_3 

Fonte: INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

A partir da obtenção dos fatores v_2 e v_3 é possível obter a força entre os subcondutores, que corresponde à passagem de corrente de curto-circuito que representa a força de atração entre os subcondutores do feixe (*bundle*).

$$F_v = (n - 1) \times \frac{\mu_0}{2\pi} \times \left(\frac{I_k''}{n}\right)^2 \times \frac{I_s}{a_s} \times \frac{v_2}{v_3} \quad (24)$$

Em seguida é possível obter dois fatores que se relacionam com a junção de subcondutores, que auxiliam na caracterização de contração do feixe de subcondutores.

$$\varepsilon_{st} = 1,5 \times \frac{F_{st} \times l_s^2 \times N}{(a_s - d)^2} \times \sin\left(\frac{180^\circ}{n}\right)^2 \quad (25)$$

$$\varepsilon_{pi} = 0,375 \times n \times \frac{F_v \times l_s^2 \times N}{(a_s - d)^3} \times \sin\left(\frac{180^\circ}{n}\right)^3 \quad (26)$$

O parâmetro j é dado por:

$$j = \sqrt{\frac{\varepsilon_{pi}}{1 + \varepsilon_{st}}} \quad (27)$$

O parâmetro j determina a configuração de feixe de subcondutores durante a ocorrência de uma corrente de curto-circuito. Heck (2017) afirma:

- Se $j \geq 1$, há colisão entre os subcondutores. A força de tração, $F_{pi,d}$, é obtida por (28), (29) e (30).
- Se $j < 1$, há aproximação entre os subcondutores, mas não colidem. A força de tração, $F_{pi,d}$, é calculada por (31), (32) e (33).

Assim:

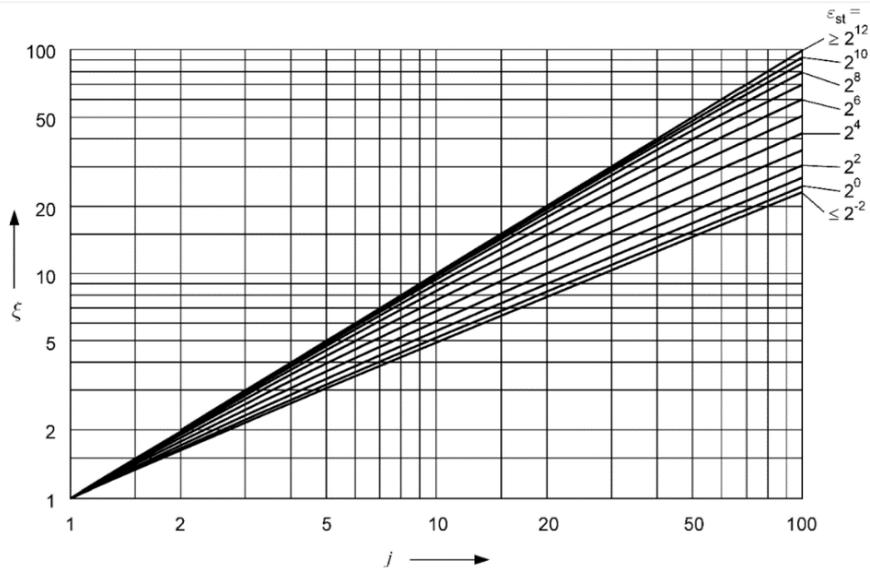
$$v_4 = \frac{a_s - d}{d} \quad (28)$$

$$v_e = \frac{1}{2} + \left[\frac{9}{8} n (n - 1) \frac{\mu_0}{2\pi} \left(\frac{I_k''}{n}\right)^2 N v_2 \left(\frac{I_s}{a_s - d}\right)^4 \frac{\left(\sin\frac{180^\circ}{n}\right)^4}{\xi^3} \left\{ 1 - \frac{\arctan\sqrt{v_4}}{\sqrt{v_4}} \right\} - \frac{1}{4} \right]^{1/2} \quad (29)$$

$$F_{pi,d} = F_{st} \left(1 + \frac{v_e}{\varepsilon_{st}} \xi \right) \quad (30)$$

Onde ξ é obtido através da Figura 17.

Figura 17 – Fator ξ



Fonte: INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

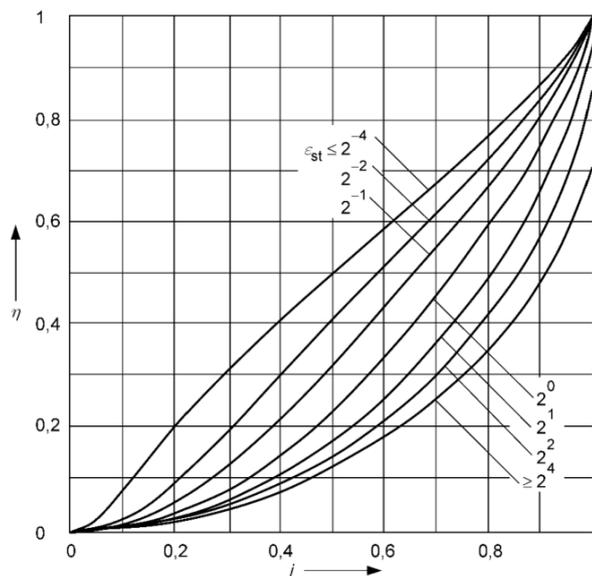
$$v_4 = \eta \frac{a_s - d}{a_s - \eta(a_s - d)} \tag{31}$$

$$v_e = \frac{1}{2} + \left[\frac{9}{8} n(n-1) \frac{\mu_0}{2\pi} \left(\frac{I_k^n}{n}\right)^2 N v_2 \left(\frac{I_s}{a_s - d}\right)^4 \frac{\left(\sin \frac{180^\circ}{n}\right)^4}{\eta^4} \left\{ 1 - \frac{\arctan \sqrt{v_4}}{\sqrt{v_4}} \right\} - \frac{1}{4} \right]^{1/2} \tag{32}$$

$$F_{pi,d} = F_{st} \left(1 + \frac{v_e}{\epsilon_{st}} \eta^2 \right) \tag{33}$$

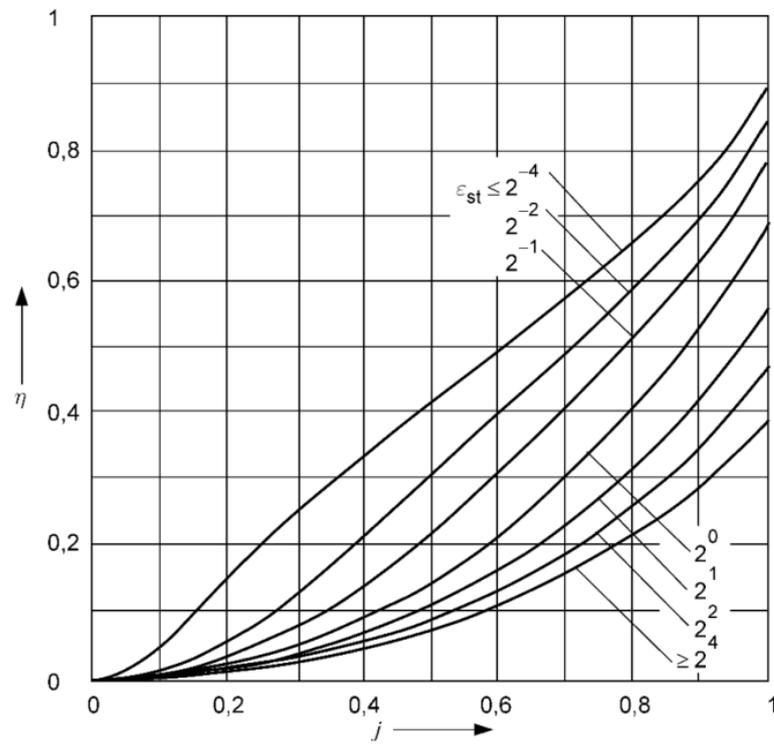
Onde η é obtido pela relação a_s/d através das Figuras 18, 19 e 20.

Figura 18 – Fator η para $2,5 < \frac{a_s}{d} \leq 5,0$



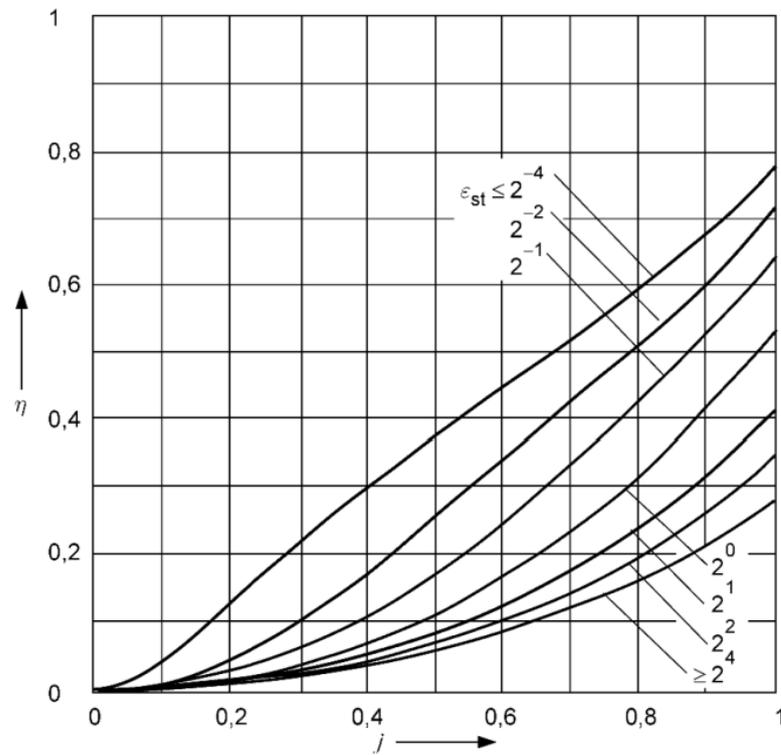
Fonte: INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

Figura 19 – Fator η para $5,0 < \frac{a_s}{d} \leq 10,0$



Fonte: INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

Figura 20 – Fator η para $10,0 < \frac{a_s}{d} \leq 15,0$



Fonte: INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (2011).

Ao considerar a força final de curto-circuito a ser aplicada é necessário observar o maior valor entre $F_{t,d}$, $F_{f,d}$ e $F_{pi,d}$ que não ultrapasse o valor suportado pelo equipamento segundo dimensionamento do fabricante.

2.2.4 Projetos Cíveis para Subestações

As subestações compreendem obras complexas que, em todo o processo do setor de energia elétrica, estão relacionadas à engenharia civil; desde atividades como obras de pavimentação, terraplenagem, drenagem, urbanização, até projetos estruturais para edificações e fundações para equipamentos. A depender da infraestrutura que é necessitada pode existir uma maior ou menor complexidade. Aspectos como localização da obra, acesso ao local, disponibilidade de materiais e mão de obra qualificada interferem diretamente nas escolhas feitas na fase do projeto, visto que há uma necessidade de manter os aspectos de dimensionamento e execução alinhados.

A Energisa, através da NUT – 005.3, “Critérios para Elaboração de Projetos de Subestações Tipo Metropolitana” aborda os principais projetos de infraestrutura do ponto de vista civil e eletromecânica:

- Terreno;
- Terraplenagem;
- Obras cíveis;
- Escavação para fundações;
- Drenagem (sistema de águas pluviais);
- Escavação das valetas e revestimento;
- Caixas de passagem;
- Caixa separadora de água-óleo;
- Paredes corta-fogo;
- Cercamento;
- Casa de Comando e Controle;
- Canaletas e Eletrodutos para cabos de controle;
- Montagens eletromecânicas;
- Condutores;
- Iluminação;
- Sistema de aterramento - malha de terra;
- Sistema de proteção contra descargas atmosféricas (SPDA);
- Sistema de proteção contra incêndios;
- Placas de sinalização;
- Questões ambientais envolvidas.

Já segundo a Agência Nacional de Energia Elétrica (2017) os projetos que compõem

uma SE vão desde projetos de sinalização, comunicação, projetos elétricos dos equipamentos e proteção da subestação, até as obras civis. Os projetos do escopo da engenharia civil envolvem dimensionamento das estruturas, desenhos e detalhes de construção. De forma mais específica relacionam-se os projetos de bases, fundações e canaletas de pátio, terraplenagem, estradas de serviço e drenagem e casa de comando e demais edificações.

Haja vista os tipos de equipamentos já citados, Silva (2022) afirma que cada um deles necessita de um tipo de fundação adequada e bastante robustas, a depender de suas dimensões, visto que precisam garantir a sua estabilidade e transmissão dos esforços ao solo. Assim, diante da área da subestação, seu arranjo e, por consequência, a numerosa quantidade de equipamentos instalados no pátio, os projetos de fundação são parte considerável da função dos projetistas da área civil para subestações elétricas.

2.3 FUNDAÇÕES

De forma geral as fundações são responsáveis por transferir as cargas das estruturas, que por elas são apoiadas, para o solo, podendo ser classificadas como diretas e indiretas. É comum que para esforços provenientes de suportes para equipamentos de pátio em subestações, abordagem principal deste trabalho, as fundações sejam diretas, como sapatas e blocos; porém, não obstante, também podem ser profundas, mais comumente, tubulões.

Silva (2018) ressalta que as estruturas de suporte para equipamentos, juntamente com suas fundações, somam uma porcentagem pequena dos custos totais de uma SE, porém, se torna necessário otimizar os possíveis gastos através de um dimensionamento correto. Isto porque, enquanto o sobredimensionamento destes elementos acarreta gastos não previstos, o subdimensionamento traz risco a integridade da instalação e ao sistema elétrico cuja subestação está ligada.

As fundações superficiais se apresentam como uma opção mais econômica em comparação com as fundações profundas e a escolha de qual delas será utilizada deve levar em conta as condições de carregamento, características do solo de suporte e a viabilidade logística. Assim, é comum que além dos esforços dos equipamentos e estrutura (cujo dimensionamento foi descrito nos itens do tópico 2.2.3) seja necessário que se tenha conhecimento da topografia do terreno, perfil do subsolo, transporte de maquinário, valor a ser empregado e materiais disponíveis.

De acordo com Nardelli (2016) o uso de fundações diretas em estruturas como suporte

para equipamentos se dá como consequência dos esforços verticais reduzidos, provenientes de pesos próprio, e das cargas de tombamento pela presença de ações transversais nos condutores.

2.3.1 Fundações Superficiais

Segundo descrição da NBR 6122 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010) as fundações superficiais são “elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”.

É possível, ainda, definir que as fundações diretas ou rasas, são aquelas cujas cargas da superestrutura são transmitidas ao solo logo nas primeiras camadas. Porém, para tal, é necessário que o solo tenha resistência suficiente para suportá-las. (REBELLO, 2008).

2.3.1.1 Blocos

Elemento de fundação de concreto dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. (VELLOSO e LOPES, 2010).

Em consequência são estruturas que necessitam de altura e rigidez relativamente grande e segundo a NBR 6122/2010, tanto os blocos quanto sapatas, não devem ter dimensões inferiores a 0,60m (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

2.3.1.2 Sapatas

As sapatas são elementos de fundação em concreto armado, dimensionados de modo que as tensões de tração neles resultantes sejam resistidas por armaduras disposta para este fim, tendo menor altura que os blocos (VELLOSO e LOPES, 2010).

As sapatas isoladas são utilizadas quando as cargas transmitidas pela superestrutura são pontuais ou concentradas, e suas dimensões são determinadas pela carga aplicada e pela resistência do solo, de forma que as tensões do solo sejam no máximo iguais à sua tensão admissível (REBELLO, 2008).

2.3.2 Fundações Profundas

A NBR 6122 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010) descreve as fundações profundas como elementos que transmitem a carga ao terreno pela base,

denominada resistência de ponta, ou pela superfície lateral, resistência de fuste, ou ainda sendo feita por uma combinação das duas resistências. É necessário que a ponta ou base esteja assentada a uma profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em plano e no mínimo à 3,0m.

Segundo Velloso e Lopes (2010), as fundações profundas, têm mecanismo de ruptura de base que não surge na superfície do terreno.

2.3.2.1 Tubulões

São elementos de fundação profunda, escavados no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessário para executar o alargamento da base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que nesse tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

Apesar de tubulões serem classificados pela NBR 6122/2010 como fundações profundas, Cintra, Aoki e Albiero (2011) afirmam que é comum na prática profissional brasileira que para o dimensionamento de tubulões a céu aberto a parcela de atrito lateral seja desprezado. O que, segundo os autores, justifica que uma fundação por tubulão seja considerada como fundação direta.

É comum que para fundações de equipamentos para SEs os tubulões sejam executados com a base não alargada, o que Silva (2020) denomina de estacas escavadas.

2.3.3 Soluções de Fundações

A escolha do tipo de fundação depende de diversas variáveis, mas principalmente, como já citado, da magnitude e tipo dos esforços, das características do solo e da possibilidade de instalação da fundação. Velloso e Lopes (2010) afirmam que dentro dos elementos necessários para um projeto de fundação, a topografia da área, dados geológicos-geotécnicos e os dados sobre construções já existentes, como num caso de ampliação de uma SE, são imprescindíveis para observar os resultados de deslocamentos admissíveis e fatores de segurança da estrutura.

A NBR 8681 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004) classifica as ações a que uma estrutura, como fundação, está submetida em:

- a) Ações permanentes: ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções

análogas. Incluem-se peso próprio da estrutura e equipamentos fixos, empuxos, recalques de apoios etc.;

- b) Ações variáveis: ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. Consideram-se como ações variáveis cargas acidentais das construções, tais como efeitos dos ventos, atrito, variação de temperatura, etc.;
- c) Ações excepcionais: são ações que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que deve ser considerada nos projetos de determinadas estruturas. Consideram-se colisões, explosões, incêndios, sismos etc.

Além disso, a NBR 8681/2004 também determina alguns critérios para combinações destas ações na etapa de verificação dos estados limites de uma estrutura, ou seja, situações em que a estrutura apresenta desempenho não adequado em consequência da sua simples ocorrência. Os autores Velloso e Lopes (2010) definem os estados como:

- a) ELU – Estado Limite Último: associados a colapsos parciais ou colapso total da obra;
- b) ELS – Estado Limite de Serviço: quando ocorrem deformações, fissuras etc. que comprometem o uso da obra.

2.3.3.1 Fatores de segurança

Como em toda a gama de projetos geotécnicos, os projetos de fundações envolvem muitas incertezas, o que pode resultar em problemas na estrutura que precisam ser previstas em projeto para serem mitigadas na possibilidade de ocorrência. Os problemas podem ser advindos tanto do comportamento do solo e seus parâmetros quanto dos métodos de cálculo empregados no dimensionamento, sendo necessário o emprego de coeficientes de segurança neste processo.

A NBR 6122/2010 estabelece que é possível verificar a segurança das fundações por fatores de segurança global ou fatores de segurança parciais. Os coeficientes de segurança globais abarcam incertezas como as oriundas da investigação geotécnica, de onde se obtém parâmetros como a resistência e a compressibilidade do solo, além da capacidade de carga do solo e as incertezas atreladas à execução da estrutura. Enquanto os coeficientes de segurança parciais são específicos para cada aspecto de cálculo a ser considerado.

A Tabela 10 dispõe dos valores de fatores de segurança globais associados a cada tipo de fundação:

Tabela 10 – Fatores de segurança globais mínimos para elementos de fundação sob compressão

Tipo	Método de obtenção da resistência	FS
Superficial	Método analítico	3,0
	Método semiempírico	3,0*
	Método analítico ou semiempírico com duas ou mais prova de carga	2,0
Profunda	Método analítico	2,0
	Método semiempírico	2,0**
	Provas de carga	1,6**

* Adotar o valor proposto no próprio método semiempírico, sempre maior que 3,0.

** Esse valor pode ser reduzido em função do número de dados conforme item 6.2.1.2 da NBR 6122.

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010 apud Velloso e Lopes 2010).

2.3.3.2 Rigidez relativa

A rigidez apresenta-se como uma importante característica em fundações e está diretamente atrelada ao tipo da estrutura, visto que o comportamento da fundação para com o momento de tombamento é determinado em função do seu tamanho. Para fundações diretas, no caso mais específico deste trabalho, como tubulões curtos, blocos e sapatas, a rigidez transversal é maior que em fundações profundas. Isto porque estas últimas são mais flexíveis e por consequência sofrem mais deslocamentos.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) a rigidez relativa fundação-solo representa a relação entre a flexão da fundação e a ação das pressões do contato dela com solo. Sendo possível expressá-la de diferentes formas em função de diferentes métodos de cálculo, que estão condicionados ao tipo de fundação. Os autores ainda afirmam que é possível associar recalques mais uniformes à uma fundação mais rígida.

Conforme exposto por Velloso e Lopes (2010), baseado nos estudos de Hetenyi (1946) e Miche (1930), a rigidez da fundação pode ser dada por (NARDELLI, 2016):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4 \times E_c \times I}} \quad (34)$$

Onde:

λ = rigidez relativa solo-fundação;

k_h = coeficiente de reação horizontal (item 2.4.1.82.4.1.7);

B = dimensão transversal da fundação;

E_c = Módulo de Young do material da fundação;

I = momento de inércia da seção transversal da fundação.

Sendo L o comprimento da fundação:

- $\lambda < \pi/4L \rightarrow$ fundação de rigidez relativa elevada;
- $\pi/4L < \lambda < \pi/L \rightarrow$ fundação de rigidez relativa média;
- $\lambda > \pi/L \rightarrow$ fundação de rigidez relativa baixa;

2.3.3.3 *Deslocamento em estruturas*

A interação solo-estrutura também resulta em deslocamentos verticais, horizontais ou rotacionais, e estão limitados à valores máximos. Os esforços resultantes destes deslocamentos, a depender da magnitude, podem implicar no colapso da estrutura e conseqüente insegurança.

Dada a não elasticidade dos solos, suas deformações são irreversíveis ou apenas parcialmente reversíveis. Assim, o processo de cálculo, segundo Velloso e Lopes (2010), pode ser feito de duas maneiras: considerando as fundações como estruturas indeslocáveis ou deslocáveis.

Na primeira, os esforços das estruturas que se apoiarão sobre a fundação são obtidos considerando que as fundações não sofrerão com os deslocamentos, e o projetado de fundação necessita levar em conta as possíveis ocorrências de deslocamentos em obra. Este procedimento é mais usual em projetos de pontes e edifícios, sendo necessário ter bom senso durante o projeto e considerações. Na segunda forma a fundação-estrutura é calculado levando-se em conta a interação entre o conjunto, sendo necessário uma análise mais sofisticada. Neste, algumas estruturas hiperestáticas necessitam da previsão de recalques (deslocamentos verticais) elevados.

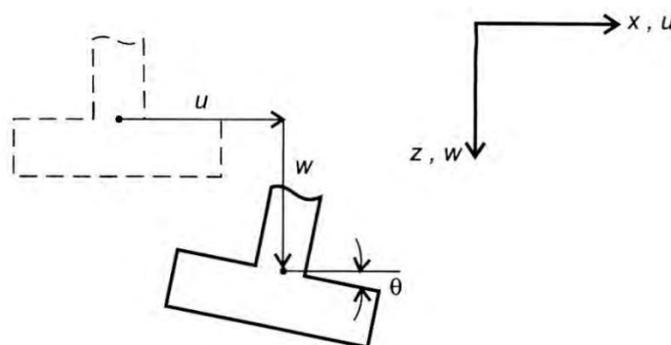
A maioria das deformações excessivas que ocorrem nas estruturas resultam de um mau desempenho das fundações com o subsolo. A ausência de uma investigação adequada pode acarretar a escolha de uma fundação que não será eficaz. São inúmeros os problemas que podem surgir a partir da ausência de investigação, como: tensões de contato excessivas que são incompatíveis com o solo, podendo resultar em ruptura do solo, fundações apoiadas em materiais de comportamento muito distintos, que podem ocasionar o aparecimento de recalques diferenciais nas fundações; fundações apoiadas em solos moles, que podem ocasionar recalques excessivos; a ocorrência de atrito negativo não previsto em fase de investigação do solo pode

reduzir a carga admissível adotada para fundação (MILITITSKY, CONSOLI & SCHINAID, 2005 apud COSTA, 2019).

Velloso e Lopes (2010), definem os deslocamentos e deformações em fundações, como:

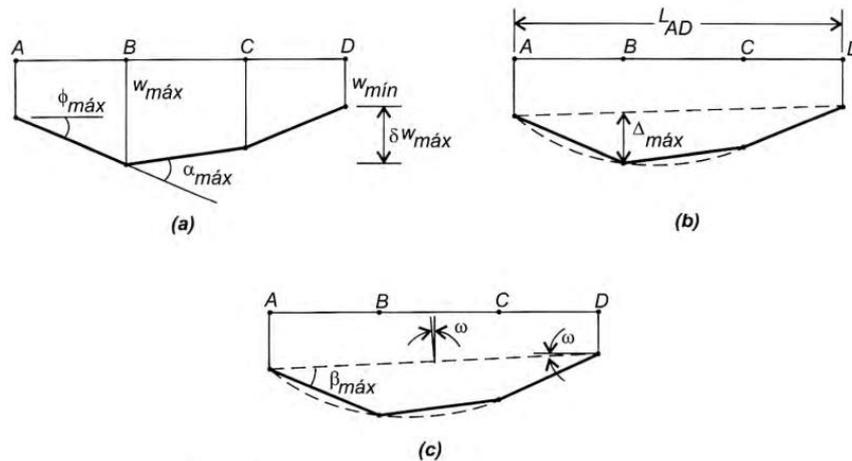
- Recalque: implica no deslocamento vertical para baixo (ω , Figura 21) quando para cima é designado como levantamento;
- Recalque diferencial: corresponde a variação de recalque de uma fundação considerando um mesmo ponto. Segundo a Figura 22 (a), o deslocamento de C em relação a D é designado por $\delta\omega_{CD}$ e considerado um recalque positivo; já o recalque de D em relação a C é designada por $\delta\omega_{DC}$, sendo considerado um recalque negativo. O recalque diferencial é designador por $\delta\omega_{m\acute{a}x}$.
- Rotação: representa a variação de inclinação (θ , Figura 21) da reta que une dois pontos de referência da fundação;
- Desaprumo: corresponde a rotação de uma estrutura rígida. Quando a estrutura se deforma, é mais difícil sua quantificação e, nesse caso pode-se definir o desaprumo (ω , Figura 22) pelo recalque diferencial ente os extremos da obra dividido pela largura desta (na direção em estudo);
- Rotação relativa: designada por β , corresponde à rotação reta que une dois pontos de referência tomados para definir o desaprumo (Figura 22 (c)).
- Deformação angular: designada por α (Figura 22 (b)) sendo positiva quando produz uma concavidade para cima.
- Deflexão relativa: designada por Δ (Figura 22 (b)), representa o deslocamento máximo em relação à reta que une dois pontos de referência afastados de L. Se a concavidade for para cima, Δ é positivo;
- Relação de deflexão: designada por Δ/L .

Figura 21 – Deslocamentos de uma fundação



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Figura 22 – Deslocamento de uma estrutura



Fonte: I.S.E. (1989) apud Velloso e Lopes (2010).

É comum que os esforços para previsão dos deslocamentos se debrucem sobre os recalques. Os recalques podem ser compreendidos como deformações que surgem no solo após serem submetidos a algum carregamento. Por consequência essa deformação provoca movimentações na fundação que podem acarretar problemas permanentes à superestrutura.

A pressão de contato representa a pressão na interface entre a fundação e o solo, sendo determinada para análise dos esforços solicitantes e deslocamento do solo. Velloso e Lopes (2010) afirmam que as pressões de contato dependem de:

- Características e intensidade das cargas aplicadas: os esforços aplicados pela estrutura ao solo provocam uma força de reação do solo. Esta resultante possui mesma direção e intensidade que o esforço transmitido, porém sentido oposto. A intensidade da carga é, evidentemente, um fator diretamente proporcional as pressões de contato, pois, a partir do aumento das cargas aplicadas ao solo, há um aumento nas pressões de contato.
- Rigidez relativa entre fundação e solo: a forma e a rigidez da fundação modificam o comportamento das pressões de contato. Bem como, as características do solo, como coesão e ângulo de atrito. Desta forma, uma relação entre as peculiaridades da fundação e do solo devem ser consideradas. Segundo Rebello (2011), os procedimentos tradicionais de análise dessa interação não levam em conta a rigidez da superestrutura. Os modelos que levam em conta esta rigidez relativa são mais verossímeis, porém muito mais complexos.
- Propriedades do solo: afetam diretamente as pressões de contato posto que a resistência ao cisalhamento do solo influencia nas pressões máximas resistentes.

(NARDELLI, 2016).

Velloso e Lopes (2010), apresentam em seu trabalho duas principais formas para obtenção das reações do deslocamento no sentido vertical: modelo de Winkler, que considera que somente o solo sob a fundação sofre deformações; e o modelo do meio contínuo que considera possível que o solo assuma comportamento tanto elástico como elastoplástico.

➤ Modelo de Winkler

Este modelo, também conhecido como modelo de molas, considera a aplicação de molas independentes sob a fundação considerando o solo como um meio não contínuo, observando-o como um conjunto de elementos isolados. Por esta razão é um método simplificado e estipula que as pressões de contato são proporcionais ao recalque.

$$q = k_v \times \omega \quad (35)$$

Onde:

q = pressão de contato;

k_v = coeficiente de reação vertical (item 2.4.1.7);

ω = deslocamento ou recalque.

➤ Meio Contínuo

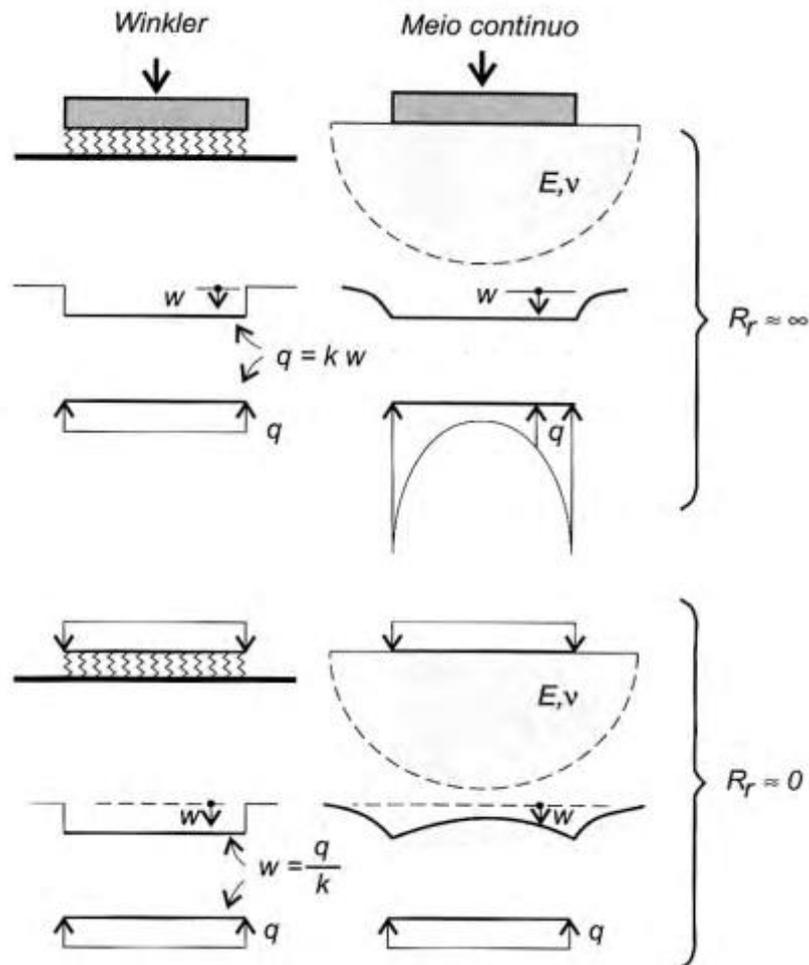
Para este modelo o solo é considerado como um meio contínuo que pode ser elástico ou elastoplástico. No primeiro caso é considerada a Teoria da Elasticidade e para o segundo é necessário o uso de soluções numéricas, como o Método dos Elementos Finitos.

Velloso e Lopes (2010), explicam, através da Figura 23, que a principal diferença na pressão de contato entre os dois métodos é o comportamento observado nos casos com rigidez extrema: infinita e nula. É notável a diferença da pressão de contato entre os métodos, quando se observa suas ações em uma fundação rígida. Sendo possível também notar a não realidade adotada pelo método de Winkler, que só considera recalques abaixo da fundação.

A depender do tipo de solo, os recalques, sob esta óptica, podem ser considerados como recalques imediatos, por adensamento ou secundário. Sob a ótica da estrutura, em recalque total ou absoluto, diferencial ou relativo e distorção angular ou recalque diferencial específico.

É válido salientar que fundações como tubulões são projetadas para suportar não só cargas verticais, mas também horizontais e momentos. Por esse motivo costuma-se projetar este tipo de fundação submetidas a solicitações de flexo-compressão, sendo necessário observar a reação do solo para com esta ação.

Figura 23 – Resposta dos diferentes modelos para pressão de contato



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A resistência lateral do solo é o amparo que as fundações profundas terão para resistir ao tombamento devido aos esforços horizontais; diferentemente das fundações rasas cuja verificação ao tombamento despreza-se a resistência lateral do solo (AMARAL, 2015).

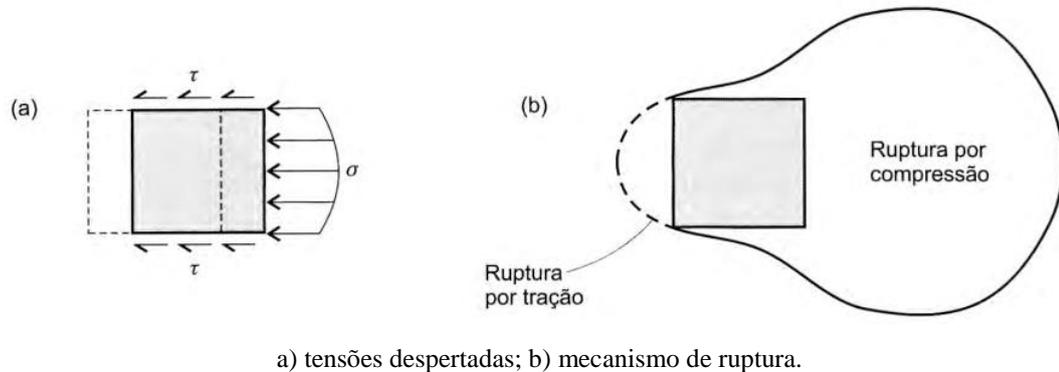
Segundo Velloso e Lopes (2010), alguns métodos de solução se baseiam no que é chamado de condição de trabalho, que além de fornecer os deslocamentos horizontais, também fornecem os esforços internos na fundação. Nestes métodos os solos são representados de duas maneiras, uma sendo a extensão da hipótese de Winkler e a outra considerando o solo um meio contínuo normalmente elástico.

➤ Hipótese de Winkler

Analogamente ao tratamento das reações verticais, a *Hipótese de Winkler*, Figura 24, também traz à tona a consideração do solo como “molas independentes”. Velloso e Lopes (2010), explicam que “qualquer que seja a forma da seção transversal, o solo resiste ao

deslocamento horizontal da *fundação* por tensões normais contra a frente da *fundação* e por tensões cisalhantes que atuam nas laterais; quase não há resistência na parte de trás da *fundação*”.

Figura 24 – Reação do solo ao deslocamento horizontal da fundação



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

De forma geral, a resultante das tensões atua na área compreendida como a parte frontal da fundação, numa faixa que corresponde à largura da fundação, e é perpendicular ao deslocamento. Assim, pela Hipótese de Winker, tem-se:

$$\rho = k_h \times v \quad (36)$$

ou

$$\rho = k_h \times y \quad (37)$$

Onde:

ρ = tensão normal horizontal atuando na frente da estaca (numa faixa de largura B = diâmetro ou largura da fundação);

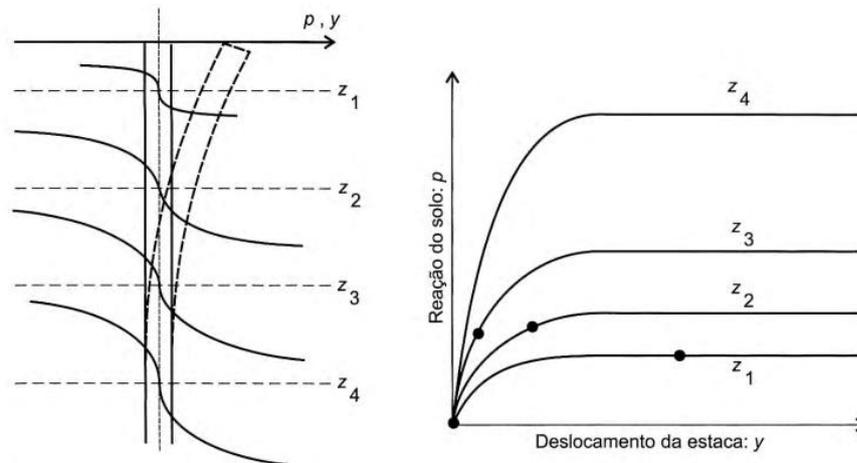
k_h = coeficiente de reação horizontal (item 2.4.1.8);

v ou y = deslocamento horizontal;

➤ Curva p-y

O modelo, apresentado por Velloso e Lopes (2010), também define o solo como molas, porém, não lineares, cujo comportamento é representado pelas “curvas p-y”, uma relação entre a tensão normal e o deslocamento horizontal, definidas diferentes camadas de solo, sendo possível definir diferentes níveis de mobilização da resistência lateral do solo em função do deslocamento da fundação.

Figura 25 – Curvas p-y definidas para cada camada do subsolo e mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A Figura 25 exemplifica o uso das curvas p-y para 4 níveis de profundidade e seus respectivos deslocamento, onde esta consideração implica no uso de métodos numéricos. E, de acordo com Velloso e Lopes (2010), o modelo permite avaliar o coeficiente horizontal correspondente ao nível analisado.

➤ Modelo do Meio Contínuo

Neste modelo, analisa-se o problema e suas condições de contorno em um espaço semi-infinito de comportamento elástico ou elastoplástico. As soluções com base em comportamento elástico podem modelar o solo como homogêneo, isotrópico, com módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson ν (NARDELLI, 2016).

Outros métodos analisam a fundação na condição de ruptura ou equilíbrio plástico, fornecendo a força horizontal que levaria a ruptura do solo e/ou da fundação, força essa que precisará ser reduzida por um fator de segurança (global) para a obtenção da máxima força horizontal de serviço. (VELLOSO e LOPES, 2010).

Dentro dos aspectos de fundações para subestações elétricas, em especial equipamentos e LTs, quando se há um carregamento que propicie um baixo esforço vertical e um grande valor para o esforço horizontal, tem-se a possibilidade de ocorrer a situação crítica para a verificação do tombamento da fundação. Para as verificações estruturais o caso crítico de flexo-compressão ou flexo-tração sobre o fuste pode se dar mediante as solicitações altas de esforços horizontal e vertical (AMARAL, 2015).

2.4 PRINCÍPIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

Ferreira (2014) ratifica que fundação é o ponto extremo onde todas as forças equilibram e suportam a estrutura que lhe é sobrejacente, porém, no âmbito da geotecnia, o solo é o responsável por assumir o papel de suporte de uma superestrutura. Neste aspecto as principais características do solo a serem consideradas num dimensionamento de fundações, segundo o autor, são a capacidade de carga do solo de fundação e os assentamentos.

Atrelado a isso surge a necessidade do estudo geotécnico dos solos, seus diferentes tipos, formações, comportamentos e principais características. Para tal, se torna necessário uma investigação do solo, que é definido por Budhu (2011) como o mais antigo e mais complexo material da engenharia e a geologia é um importante fator para o sucesso da prática de engenharia geotécnica.

2.4.1 Característica e Investigação Geotécnica do Solo

A NBR 6502 (ABNT, 1995), classifica solo como sendo decomposição de materiais rochosos, formado por terra, minerais, podendo ter ou não matéria orgânica oriunda da decomposição de animais e plantas. São distintos pelas características de textura, consistência, granulometria, cor e cheiro. Esta classificação se faz muito necessária para a caracterização do solo e deve ser realizada por um profissional experiente e qualificado (COSTA, 2019).

2.4.1.1 Tipos de solo

Há uma grande diversidade quanto ao tamanho das partículas de solo encontradas e apesar de muito variados a NBR 6502/1995 da ABNT estabelece denominações específicas para faixas delimitadas de tamanho de grãos, conforme a Tabela 11.

Em contrapartida, Pinto (2006) afirma que há um consenso na classificação do solo que difere um pouco da norma:

- A separação entre as frações de silte e areia fina é frequentemente tomada como 0,075mm, que corresponde a peneira nº 200.
- O conjunto de silte e argila é denominado como a fração de finos do solo, enquanto o conjunto areia e pedregulho é denominado fração grossa.
- A fração de argila é considerada, com frequência, como a fração abaixo de 0,002 mm, que corresponde ao tamanho mais próximo das partículas de constituição mineralógica dos minerais-argila.

Tabela 11 – Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos

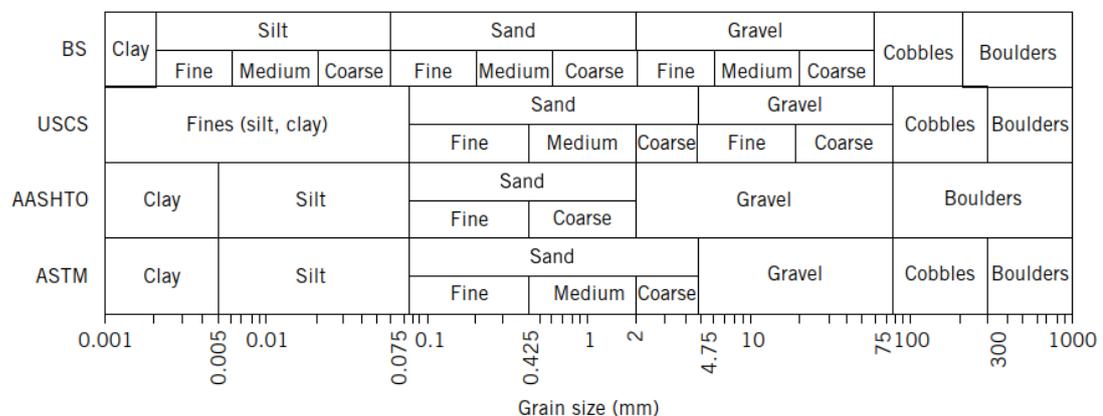
Fração	Limite
Matacão	de 25cm a 1m
Pedra	de 7,6cm a 25cm
Pedregulho	de 4,8mm a 7,6cm
Areia Grossa	de 2,0mm a 4,8mm
Areia Média	de 0,42mm a 2,0mm
Areia Fina	de 0,05mm a 0,42mm
Silte	de 0,005mm a 0,05mm
Argila	Inferior a 0,005mm

Fonte: Adaptado de ABNT (1995) apud Pinto (2006).

Os tipos de solos podem ser caracterizados com base no tamanho das partículas sendo comum que os solos sejam classificados com base na distribuição granulométrica através da curva de classificação. Budhu (2011) afirma que há quatro sistemas de classificação do solo, Figura 26, através da sua granulometria que são mais comuns na literatura, sendo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), American Society for Testing and Material (ASTM) – uma modificação do sistema USCS –, a Classificação Rodoviária (AASHTO) e as Normas Britânicas (BS).

Os sistemas de classificação que se baseiam nas características dos grãos que constituem os solos têm como objetivo a definição de grupos que apresentam comportamentos semelhantes sob os aspectos de interesse da engenharia civil. Nestes sistemas, os índices empregados são geralmente a composição granulométrica e os índices de Atterberg (PINTO, 2006).

Figura 26 – Comparação de quatro sistemas para descrever os solos com base no tamanho das partículas



Fonte: Budhu (2011).

Este trabalho utilizará, mais especificamente, a classificação SUCS para determinar os tipos de solo das amostras coletadas, cujo processo será explanado nos tópicos seguintes. Este sistema, que inicialmente foi elaborado por Casagrande para obras em aeroportos, tem seu uso generalizado atualmente sendo aplicado em muitas obras geotécnicas.

O processo de classificação consiste em identificar o solo por duas letras, Figura 27, onde a primeira indica o tipo principal de solo e a segunda corresponde aos dados complementares do solo, utilizando a “Carta de Plasticidade” para solos *finos*, e a uniformidade da granulometria para solos considerados *grossos*.

Figura 27 – Terminologia do sistema unificado

G	pedregulho
S	areia
M	silte
C	argila
O	solo orgânico
W	bem graduado
P	mal graduado
H	alta compressibilidade
L	baixa compressibilidade
Pt	turfas

Fonte: Pinto (2006).

Pinto (2006) descreve que o processo de classificação pelo sistema SUCS se inicia com a consideração da porcentagem de finos presente no solo, para tal é necessário verificar se a porcentagem de material passante na peneira nº 200 (0,075mm) é maior ou menor que 50%. Para porcentagem passante menor que 50, o solo é classificado como G ou S, ou seja, granulometricamente grosso, sendo determinante a fração granulométrica que for predominante entre elas. Para a porcentagem de passagem maior que 50, o solo é classificado como M, C ou O, ou seja, granulometricamente fino.

Identificado que um solo é areia ou pedregulho, importa conhecer sua característica secundária. Se o material tiver poucos finos, menos do que 5% passando na peneira nº 200, deve-se verificar como é a sua composição granulométrica. Os solos granulares podem ser “bem graduados” ou “mal graduados”. Nestes, há predominância de partículas com um certo diâmetro, enquanto que naqueles existem grãos ao longo de uma faixa de diâmetros bem mais extensa (PINTO, 2006).

As características de “bem graduado” de um solo granular são expressas pelo CNU, coeficiente de não uniformidade solo, dado por:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (38)$$

Onde:

D_{60} = diâmetro abaixo do qual se situam 60% em peso das partículas (mm);

D_{10} = diâmetro abaixo do qual se situam 10% em peso das partículas (mm);

Pinto (2006), também afirma que outro coeficiente é o CC, coeficiente de curvatura, que detecta melhor o formato da curva granulométrica e permite averiguar possíveis descontinuidades. Um solo bem graduado tem CC entre 1 e 2.

$$CC = \frac{(C_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (39)$$

Onde:

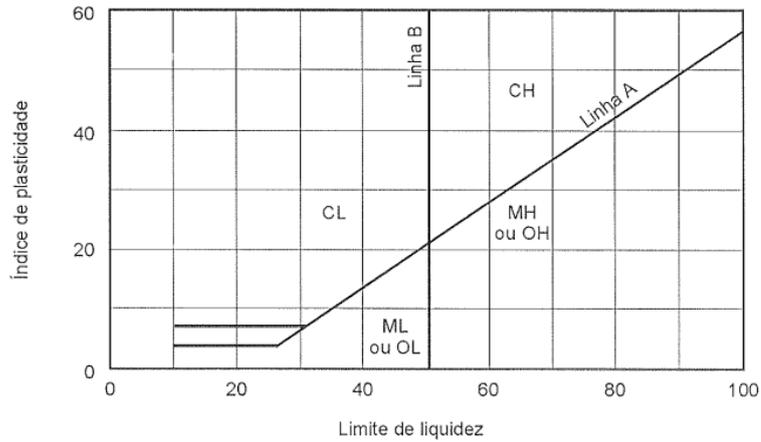
D_{30} = diâmetro abaixo do qual se situam 30% em peso das partículas (mm);

Quando o solo de granulação grosseira tem mais do que 12% de finos, a uniformidade da granulometria já não aparece como característica secundária, pois importa mais saber das propriedades destes finos. Então, os pedregulhos ou areias serão identificados secundariamente como argilosos (GC ou SC) ou como siltosos (GM ou SM). O que determinará esta classificação será o posicionamento do ponto representativo dos índices de consistência na Carta de Plasticidade (PINTO, 2006).

Quando o solo de granulação grosseira tem de 5 a 12% de finos, o Sistema recomenda que se apresentem as duas características secundárias, uniformidade da granulometria e propriedades dos finos. Assim, ter-se-ão classificações intermediárias, como, por exemplo, SP-SC, areia mal graduada, argilosa (PINTO, 2006).

Quando a fração fina do solo é predominante, ele será classificado como silte (M), argila (C) ou solo orgânico (O), não em função da porcentagem das frações granulométricas silte ou argila, mas sim os índices de consistência que melhor indicam o comportamento argiloso. Para a classificação destes solos, basta a localização do ponto correspondente ao par de valores IP e LL na Carta de Plasticidade (*Figura 28*) (Adaptado de PINTO, 2006).

Figura 28 – Carta de plasticidade



Fonte: Pinto (2006).

A Figura 29 resume o esquema para classificação com o Sistema Unificado, que também considera, segundo Pinto (2006), a classificação de turfa (Pt), onde há mais presença de fibras vegetais em decomposição, sendo solos muito orgânicos.

Figura 29 – Esquema para classificação pelo sistema unificado

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3
		% P #200 > 12	GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
		5 < #200 < 12	GC / GM
	S > G : S	% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3
		% P #200 > 12	SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3
		5 < #200 < 12	SC / SM
		5 < #200 < 12	
% P #200 > 50	C	CL	IP
		CH	
	M	ML	
		MH	
	O	OL	
		OH	LL

Fonte: Pinto (2006).

2.4.1.2 *Investigação do solo*

Tomar conhecimento sobre as características físicas do solo é muito importante, não só para a escolha do tipo de fundação e seu dimensionamento, mas também para a determinação de possíveis acidentes e falhas. Atrrelado a este aspecto as sondagens surgem como processos que objetivam conhecer as condições naturais do solo, visando conhecer suas características físicas e principalmente sua resistência. Além disso, é possível, através das sondagens, determinar a profundidade do lençol freático (Adaptado de REBELLO, 2008).

Rebello (2008) afirma que é sabido que existem variados tipos de sondagens, desde superficiais, comumente realizadas por fotos e cuja serventia consiste na análise da topografia ou tipo de vegetação local; até as profundas, que envolvem aberturas de poços, para análise visual e coleta de amostras indeformadas para ensaios em laboratórios.

Apesar de ter alguns erros associados, o processo de sondagem denominado *Standard Penetration Test* (SPT), ou Ensaio de Penetração Normal, é o mais utilizado tanto no Brasil como no mundo. Esse método de sondagem, pela forma como é executado, é também conhecido como sondagem a percussão (Adaptado de REBELLO, 2008).

A sondagem a percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada (QUARESMA *et al.*, 1998).

Quaresma *et al.* (1998), ainda afirmam que através da realização do SPT é possível conhecer os seguintes fatores sobre o solo:

- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostrada deformada, a cada metro perfurado;
- A resistência (N_{SPT}), oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado.
- A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

Para a execução das sondagens, determina-se, em planta, na área a ser investigada, a posição dos pontos a serem sondados. Em qualquer caso de necessidade de investigação do solo através da sondagem SPT, deve-se evitar a locação de pontos alinhados, de forma a permitir uma interpretação em diversos planos de corte. Deve-se também evitar, como regra, um único furo de sondagem. São comuns as variações de resistência e tipo de solo em áreas não necessariamente grandes. Para elaboração do projeto de fundações convém que seja considerada a interpretação das resistências à penetração, de forma estatística. Desta forma, anomalias locais terão sua importância minimizada (QUARESMA *et al.*, 1998).

Assim, dentro dos parâmetros do solo, a coesão, ângulo de atrito e resistência ao cisalhamento se apresentam como características de cisalhamento solo. Suas relações com os valores de N_{SPT} são apresentados por Cintra, Aoki e Albiero (2011), mediante a impossibilidade de realização de ensaios laboratoriais. Sendo os valores obtidos para estes parâmetros considerados empíricos e passíveis de cautelas na adoção.

2.4.1.3 Coesão

A coesão do solo é a força de atração entre as superfícies de suas partículas, podendo ser real ou aparente (MULLINS *et al.*, 1990 apud SILVA e CARVALHO, 2007). A coesão aparente é resultado da tensão superficial da água nos capilares do solo, formando meniscos de água entre as partículas dos solos parcialmente saturados, que tendem a aproximá-las entre si. A coesão aparente constitui uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos parcialmente saturados (FREDLUND e RAHARDJO, 1993 apud SILVA e CARVALHO, 2007).

Teixeira e Godoy (1996, apud Cintra, Aoki e Albiero, 2010), sugerem que a determinação da coesão do solo seja estabelecida com base na seguinte relação:

$$c = 10 \times N_{SPT} \quad (40)$$

Onde:

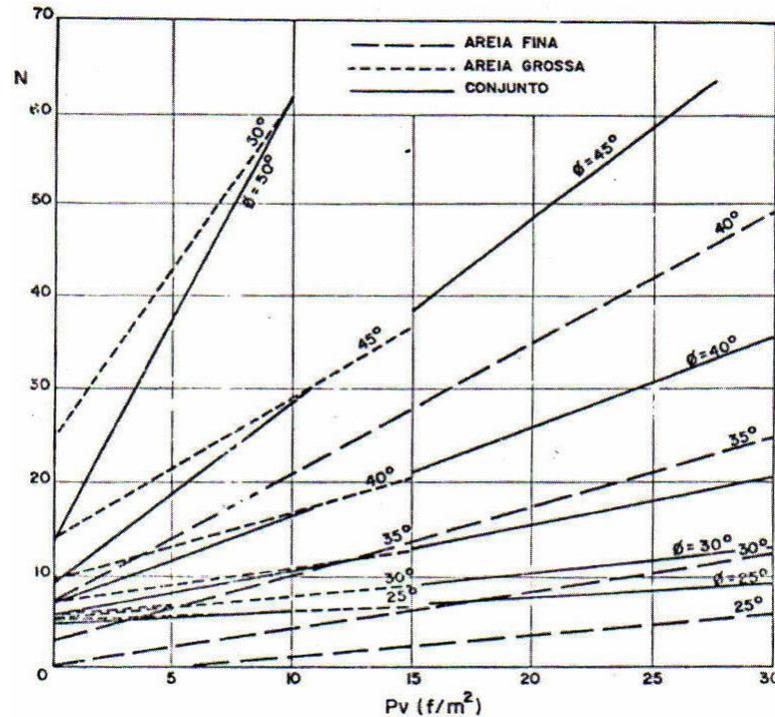
c = coesão do solo (kPa);

N_{SPT} = número de golpes para cravar os últimos 30 cm;

2.4.1.4 Ângulo de atrito

O ângulo de atrito interno do solo representa as características friccionais entre as partículas do solo, sendo definido como o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja o cisalhamento do solo no plano de ruptura. O ângulo de atrito interno do solo depende de fatores como grau de compactação, percentagem e tipo de argila, tamanho e forma dos grãos de areia do solo (PINTO, 2000 apud SILVA e CARVALHO, 2007).

Cintra, Aoki e Albiero (2011), afirmam que uma das formas de obtenção do ângulo de atrito interno da areia é através da correção entre σ_v , que é a tensão vertical efetiva à cota de obtenção de N_{SPT} , e o valor efetivo do N_{SPT} , conforme Mello (1971) através da Figura 30.

Figura 30 – Ângulo de atrito interno em função do N_{SPT} 

Fonte: Mello (1971).

É possível ainda, segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), obter ângulo de atrito para solos em condições não drenadas através de outras duas correlações empíricas utilizando o N_{SPT} :

Godoy (1983):

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (41)$$

Teixeira (1996):

$$\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (42)$$

2.4.1.5 Peso específico

Quando não houver ensaios de laboratório, pode-se adotar o peso específico do solo partir dos valores aproximados em função da consistência da argila e da compactação areia, através das Tabelas 12 e 13, determinadas por Godoy (1972). Os estados de consistência de solos finos e de compactação de solos grossos, por sua vez, são dados em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 5484/2001 da ABNT (Adaptado de CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

Tabela 12 – Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	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

Fonte: Adaptado de Godoy (1972 apud Cintra, Aoki e Albiero, 2011).

Tabela 13 – Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Compacidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco Compacta			
9 – 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
≥ 40	Muito Compacta			

Fonte: Adaptado de Godoy (1972 apud Cintra, Aoki e Albiero 2011).

2.4.1.6 Tensão admissível

A NBR 6122 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010) define tensão admissível como “tensão adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação superficial ou pela base tubulão, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.)”.

A NBR 6122/1996, da ABNT, lembrava que a tensão admissível depende da sensibilidade da construção aos recalques, especialmente os recalques diferenciais específicos (ou distorção angular), os quais, de ordinário, podem prejudicar sua estabilidade ou funcionalidade (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

Há várias formas para determinação da tensão admissível do solo, desde as que levam em conta os métodos teóricos, prova de carga em placa, até os métodos semiempíricos. No que diz respeito aos métodos semiempíricos, Rebello (2008) afirma que há muitas maneiras de relacionar a tensão do solo com o N_{SPT} .

Segundo Rebello (2008), uma maneira rápida mais comum de obter a tensão admissível é através da seguinte expressão abaixo:

$$\sigma_{adm} = \sqrt{N_{SPT}} - 1 \quad (43)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível (kgf/cm²);

N_{SPT} = número de golpes para cravar os últimos 30 cm;

O autor explica que a principal falha desta relação é o fato de que o tipo de solo não é levado em conta, visto que apesar do N_{SPT} de uma areia ser normalmente maior que a da argila, pode existir situações em que sua resistência seja menor. Assim, Rebello (2008), traz expressões que levam em conta o tipo de solo da seguinte forma:

Argila pura:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{4} \quad (44)$$

Argila siltosa:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{5} \quad (45)$$

Argila areno siltosa:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{7,5} \quad (46)$$

Cintra, Aoki e Albiero (2011) afirmam que tanto para sapatas como para tubulões pode-se obter a tensão admissível, mais usualmente, por:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{5} + q \quad (47)$$

Sendo o N_{SPT} aplicado o valor médio no bulbo de tensões da fundação e que a sobrecarga, que pode ser ou não considerada, tornando-se uma parcela significativa para fundações em tubulões. É importante ressaltar que para aplicação da expressão (45), Teixeira e Godoy (1996 apud Cintra, Aoki e Albiero, 2011), estabelecem que $5 \leq N_{SPT} \leq 20$.

2.4.1.7 Coeficiente de reação vertical

Segundo Velloso, Santa Maria e Lopes (1998), o coeficiente de reação vertical, κ_v , pode ser obtido através de:

- ensaio de placa;
- cálculo do recalque da fundação real;
- uso de tabelas de valores típicos.

Neste trabalho a obtenção de κ_v se dará exclusivamente por meio de tabelas de valores típicos. Onde, Terzaghi (1955 apud Velloso, Santa Maria e Lopes, 1998), através da Tabela 14, estabelece os valores para o coeficiente κ_v de uma placa quadrada de 1 pé.

Tabela 14 – Valores de κ_v em kgf/cm³

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (kgf/cm ²)	1 – 2	2 – 4	> 4
faixa de valores	1,6 – 3,2	3,2 – 6,4	> 6,4
valor proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	Fofa	Mediamente Compacta	Compacta
faixa de valores	0,6 – 1,9	1,9 – 9,6	9,6 – 32
areia acima N.A.	1,3	4,2	16
areia submersa	0,8	2,6	9,6

Fonte: Adaptado Terzaghi (1955, apud Velloso, Santa Maria e Lopes, 1998).

2.4.1.8 Coeficiente de reação horizontal

Pinto (2021) explana que existe uma relação usual entre o coeficiente de reação horizontal com o vertical e a viscosidade do solo, estabelecida através a expressão abaixo:

$$\kappa_h = \nu \times \kappa_v \quad (48)$$

Onde:

κ_h = coeficiente de reação horizontal (kgf/m³);

ν = coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson, pode ser determinado através da Tabela 15 abaixo:

Tabela 15 – Coeficiente de Poisson

Solo	ν
Areia pouco compactada	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Adaptado de Teixeira e Godoy (1998).

Velloso e Lopes (2010) afirmam que κ_h pode ser constante ou variar conforme a profundidade. Neste contexto, Terzaghi (1955) ressalta que a mudança do coeficiente horizontal com a profundidade é dependente das características do solo.

2.4.1.9 Constante de reação horizontal

A constante de reação horizontal, η_h , surge para a obtenção do coeficiente em função da profundidade, cujo valores são obtidos através da Tabela 16 abaixo.

Tabela 16 – η_h para argilas normalmente adensadas e areias

Solo	η_h (kgf/cm ³)	
	Acima do NA	Abaixo do NA
Areia fofa	0,26	0,15
Areia média	0,80	0,50
Areia densa	2,0	1,25
Silte orgânico fofo	-	0,01 a 0,03
Argila mole sob cargas estáticas	-	0,05
Argila mole sob cargas repetitivas	-	0,03

Fonte: Adaptado de Davisson (1963, apud Velloso, Santa Maria e Lopes, 1998).

Assim, possível ter κ_h através da seguinte expressão:

$$\kappa_h = \eta_h \times \frac{z}{B} \quad (49)$$

Onde:

κ_h = coeficiente de reação horizontal (kgf/m³);

η_h = taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade (kgf/m³);

z = profundidade considerada (m);

B = dimensão transversal da fundação (m).

2.4.1 Resistência do Solo Quanto às Solicitações

Uma fundação corretamente dimensionada apresenta, ao mesmo tempo, segurança em relação aos possíveis modos de colapso (atendimento aos estados limite últimos) e deslocamento em serviço aceitáveis (atendimento aos estados limite de utilização). Assim, no projeto de uma fundação, é preciso verificar a segurança em relação a perda da capacidade de carga (um dos principais modos de colapso) (VELLOSO e LOPES, 2010).

No que diz respeito a fundações, a questão que evidentemente interessa mais de perto é

a das suas condições de suporte. O problema da capacidade de carga dos solos tem sido, ao longo dos tempos, praticamente abordado através de: a) pressões admissíveis codificadas; b) provas de carga; e c) teorias ou métodos de cálculo dessa capacidade (NETO e VARGAS, 1998).

Os autores Cintra e Aoki (2010) apresentam métodos para as determinações de capacidade de carga para estacas. Dentre eles, apresentamos os mais utilizados, os semiempíricos definidos por Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978). Resumidamente, essas metodologias consideram duas parcelas de resistência, sendo uma na ponta da fundação e outra ao longo de sua área lateral, devido ao contato com o solo (SILVA, 2020).

Pelos métodos estáticos, Velloso e Lopes (2010) afirmam que há um equilíbrio entre a carga aplicada à fundação, o peso próprio do tubulão e a resistência oferecida pelo solo, sendo este equilíbrio, visualmente descrito na Figura 31, e expresso pela seguinte equação:

$$R + W = R_L + R_p \quad (50)$$

Onde:

R = capacidade de carga total do tubulão;

W = peso próprio do tubulão;

R_L = resistência lateral ou do fuste;

R_p = resistência de ponta ou base;

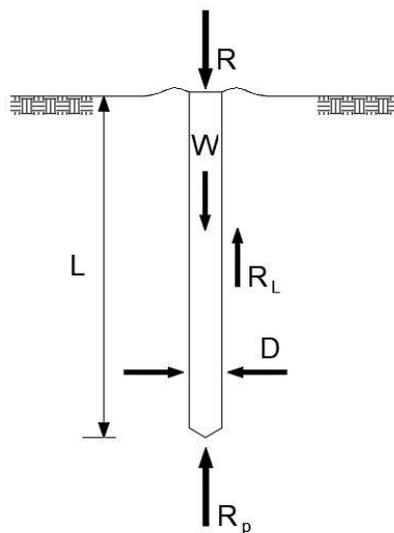


Figura 31 – Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT (VELLOSO e LOPES, 2010). Os valores de R_L e R_p são obtidos através das seguintes expressões:

$$R_L = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \quad (51)$$

Onde:

R_L = resistência lateral ou do fuste;

U = perímetro do fuste;

r_L = resistência por atrito lateral;

Δ_L = altura lateral a ser estudada (recomenda-se utilizar 1m).

$$R_p = r_p \times A_p \quad (52)$$

Onde:

R_p = resistência de ponta;

r_p = tensão da base;

A_p = área da base da estaca.

As tensões para cada parcela de resistência são dadas por:

$$r_p = \frac{\kappa \times N_p}{F_1} \quad (53)$$

Onde:

κ = coeficiente;

N_p = N_{SPT} na base do tubulão;

F_1 = fator de escala e execução, conforme Tabela 17.

$$r_L = \frac{\alpha \times \kappa \times N_L}{F_2} \quad (54)$$

Onde:

κ = coeficiente, conforme Tabela 18;

α = razão de atrito, conforme Tabela 18;

N_L = N_{SPT} médio na camada de solo da variável Δ_L ;

F_2 = fator de escala e execução, conforme Tabela 17.

As Tabelas 17 e 18, abaixo, estabelecem os valores para os fatores F_1 e F_2 , assim como para os fatores de κ e α .

Tabela 17 – Valores de F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Frankli	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975 apud Velloso e Lopes, 2010).

Tabela 18 – Valores de κ e α

Tipo de solo	κ (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975 apud Velloso e Lopes, 2010).

Já o método proposto por Décourt-Quaresma foi desenvolvido por Luciano Décourt e Arthur Quaresma em 1978, e considera as mesmas parcelas para a capacidade de carga em uma fundação profunda, porém estabelece diferenças sutis para a obtenção da resistência lateral e de ponta, segundo as seguintes expressões:

$$R_L = r_L \times U \times L \quad (55)$$

Onde:

R_L = resistência lateral ou do fuste;

U = perímetro do fuste;

r_L = resistência por atrito lateral;

L = comprimento lateral da fundação.

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (56)$$

Onde:

r_L = resistência por atrito lateral;

N_L = N_{SPT} médio na camada de solo da variável Δ_L atendendo a $3 \leq N_L \leq 50$;

$$r_P = C \times N_P \times A_P \quad (57)$$

Onde:

r_P = tensão da base;

C = coeficiente conforme Tabela 19;

N_P = N_{SPT} médio entre a cota de assentamento e os níveis imediatamente superior e inferior;

A_P = área da base da estaca.

Tabela 19 – Valores de C

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Adaptado de Décourt e Quaresma (1978 apud Velloso e Lopes, 2010).

Os autores afirmam que as expressões supracitadas consideram uma ruptura convencional da fundação, considerando que para fundações escavadas a ruptura é inexistente. Assim, para qualquer que seja o método utilizando, Décourt (1998) afirma que na verificação da capacidade de carga de qualquer outro tipo de fundação, como as escavadas, sejam considerados dois coeficientes de minoração e majoração, β e α , para parcela de resistência de fuste e resistência de ponta, respectivamente.

Assim, para o método de Décourt e Quaresma (1978 apud Décourt, 1998), têm-se:

$$R = \alpha \times r_P + \beta \times r_L \times U \times L \quad (58)$$

Onde:

α = coeficiente, conforme Tabela 20;

β = coeficiente, conforme Tabela 21.

Tabela 20 – Valores do coeficiente α em função do tipo de fundação e tipo de solo

Tipo de Solo	Tipo de Fundação				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada Sob Altas Pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Adaptado de Décourt (1998).

Tabela 21 – Valores do coeficiente β em função do tipo de fundação e tipo de solo

Tipo de Solo	Tipo de Fundação				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada Sob Altas Pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Adaptado de Décourt (1998).

2.4.2 Método Russo

Embora os tipos de fundações possíveis a serem empregados para suportes de equipamentos em uma SE sejam variados, neste trabalho o dimensionamento será focado no uso de tubulões. Isto porque é comum que para estas estruturas as forças transversais atuantes sejam determinantes no dimensionamento da fundação, de forma que se busque por soluções mais seguras e vantajosas para a resolução do problema.

De acordo com Nardeli (2016) não é comum que se apliquem métodos que consideram a ruptura do solo para o dimensionamento de estruturas de fundação com pequenos deslocamentos, isto porque os esforços suportados pela fundação devem ser projetados para o ELS, como sendo o caso mais desfavorável.

Sendo os tubulões enterrados, total ou parcialmente, os deslocamentos laterais deles dão origem a pressões laterais do terreno, as quais têm influência preponderante nos diagramas de solicitações. As pressões laterais do terreno não têm uma lei de variações definida, dependendo de diversos fatores e o cálculo é bastante complexo (TIMERMAN, 1980).

No caso de tubulões com pequeno comprimento enterrado, pode-se considerar o tubulão como sendo um elemento rígido em relação ao terreno, simplificando notavelmente o problema,

de modo que seja geometricamente determinado (TIMERMAN, 1980).

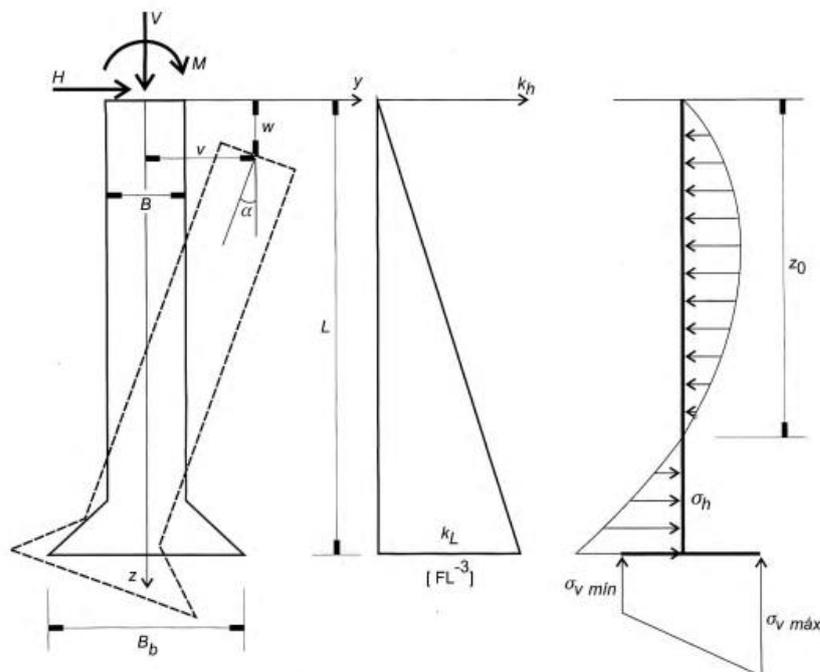
O método Russo, apesar de apresentar resultados conservadores, ainda é empregado no dimensionamento de fundações rígidas submetidas a esforços horizontais e momentos. O método fornece o deslocamento e rotação sofrida pela fundação, que são informações necessárias para o dimensionamento de fundações em SEs (NARDELLI, 2016).

Alonso (2012) diz que para solução de fundações tipo estaca curta, o dimensionamento de tubulão pelo Método Russo é o mais difundido, sendo adaptado por Paulo Farias para o caso de tubulões circulares de base alargada.

O método descrito na norma russa para cálculo de elementos rígidos enterrados prevê uma contenção lateral tipo Winkler com coeficiente de reação horizontal crescente com a profundidade (Darkov e Kusnezow, 1953; Ordujanz, 1954; San Martin, 1965; Jurnikis, 1971 apud Velloso e Lopes, 2010).

Timerman (1980) um dos precursores do uso do método no Brasil, discorre que o dimensionamento com o uso do método Russo, Figura 32, se resolve decompondo o movimento do tubulão em 3 movimentos básicos: deslocamento angular, deslocamento vertical e deslocamento horizontal. Quando os esforços externos atuarem no tubulão, este experimenta deslocamento capaz de fazer com que no solo despertem reações capazes de equilibrar os esforços aplicados, obtendo-se, portanto, 3 equações, que permitem resolver o problema (TIMERMAN, 1980).

Figura 32 – Método Russo



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A primeira etapa do processo de dimensionamento consiste na verificação de rigidez do tubo, Z. Timmerman (1980) afirma que os tubos são considerados curtos quando $Z \leq 4$, e é obtido através das seguintes expressões:

$$Z = \frac{L}{T} \quad (59)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \times I}{\eta_h}} \quad (60)$$

Onde:

L = comprimento enterrado do tubo;

E = módulo de elasticidade do material do tubo;

I = momento de inércia segundo um eixo diametral da seção do tubo;

η_h = coeficiente característico do solo.

Sendo, I obtido por:

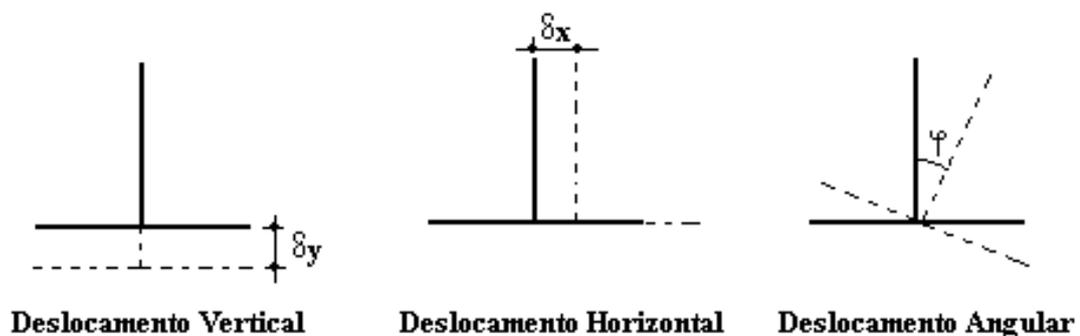
$$I = \frac{\pi \times B^4}{64} \quad (61)$$

Onde:

B = diâmetro do tubo;

Em seguida é proposto o cálculo dos deslocamentos elementares experimentados pelo tubo, e são descritos conforme a Figura 33 abaixo.

Figura 33 – Parcelas de deslocamento num tubo



Fonte: Martin (1997).

O deslocamento de giro do tubo, segundo Timmerman (1980), dá-se através da

seguinte expressão:

$$\varphi = \frac{3M \times 2HL}{\frac{3\pi}{64} \times \kappa_v \times B_b + \frac{1}{12} \times \kappa_h \times B \times L^3} \quad (62)$$

Onde:

M = momento aplicado no topo do tubulão;

H = força horizontal aplicada no topo do tubulão;

L = comprimento enterrado do tubulão;

κ_v = coeficiente de reação vertical;

B_b = diâmetro da base do tubulão;

κ_h = coeficiente de reação horizontal;

Timerman (1980) afirma que para obtenção rotacional dos deslocamentos as seguintes hipóteses precisam ser admitidas:

1. O tubulão é um elemento rígido;
2. O coeficiente de reação vertical é constante;
3. O coeficiente de recalque horizontal varia linearmente;
4. Desprezam-se as tensões de cisalhamento tubulão-solo.

Já para a obtenção do deslocamento horizontal, o autor determina a seguinte expressão:

$$\delta_x = \frac{2}{3} \times \varphi \times L + \frac{2H}{\kappa_h \times L \times B} \quad (63)$$

Enquanto o deslocamento vertical é obtido da seguinte forma:

$$\delta_y = \frac{4(V + W + W_s)}{\pi \times \kappa_v \times B_b^2} \quad (64)$$

Onde:

V = força vertical aplicada no topo do tubulão;

W = peso próprio do tubulão;

W_s = peso do solo sobre a base alargada do tubulão.

Em seguida Timerman (1980) demonstra o cálculo das tensões na base e no fuste do tubulão:

$$\sigma_{a,b} = \frac{4(N + W_v + W_s)}{\pi \times \kappa_v \times B_b^2} + \frac{\kappa_v \times B_b \times \varphi}{2} \quad (65)$$

Onde:

$\sigma_{a,b}$ = tensão nos extremos da base do tubulão;

$$\sigma_{h(y)} = \frac{\kappa_h}{L} \times (\varphi \times y^2 - \delta_x \times y) \quad (66)$$

Onde:

$\sigma_{h(y)}$ = tensão na superfície lateral do tubulão.

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{\delta_x}{2\varphi} \rightarrow \delta_{m\acute{a}x} = \frac{\kappa_h \times \delta_x^2}{4 \times \varphi \times L} \quad (67)$$

Onde:

$y_{m\acute{a}x}$ = profundidade onde a tensão é máxima;

$\delta_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima na superfície lateral do tubulão.

$$z_0 = 0 \text{ e } y_0 = \frac{\delta_x}{\varphi} \quad (68)$$

Onde:

Z_0 = ponto de tensão nula na superfície lateral do tubulão ou ponto de rotação.

Timerman (1980) também estabelece as equações para o momento fletor e esforço cortante no fuste do tubulão. O autor ainda afirma que desde que as tensões laterais tenham variação parabólicas, o momento fletor é obtido em relação ao ponto de rotação.

$$M_{(y)} = M + H \times y + \frac{\kappa_h \times B}{6L} \left(\frac{\varphi}{2}\right) \quad (69)$$

Onde:

$M_{(y)}$ = momento fletor no fuste do tubulão;

$$V_{(y)} = H + \frac{\kappa_h \times B}{6L} (2\varphi \times y^3 - 3\delta_x \times y^2) \quad (70)$$

Onde:

$V_{(y)}$ = esforço cortante no fuste do tubulão.

Timerman (1980) afirma que para satisfazer as condições de estabilidade do tubulão é

necessário que a área de atuação dos esforços atuante seja menor que a área de atuação dos esforços resistentes. De outra maneira pode-se garantir a estabilidade da seguinte forma:

$$P_{res} = \frac{K_p - K_a}{2} [z_s^2 (\gamma_n - \gamma_{sub}) + 0,75 \times z_0^2 \times P_s] \quad (71)$$

Onde:

P_{res} = esforço resistente total

K_p = coeficiente de empuxo passivo

K_a = coeficiente de empuxo ativo

z_s = espessura do solo seco, ou seja do nível do terreno até o nível de água;

γ_n = peso específico natural do solo;

γ_{sub} = peso específico submerso do solo;

P_s = peso específico do material do tubo.

$$P_{at} = z_0^2 \frac{\kappa_h}{L} \left(\frac{\varphi \times z_0}{3} - \frac{\delta_x}{2} \right) \quad (72)$$

Onde:

P_{at} = esforço atuante;

E o coeficiente de segurança, ou indicador de estabilidade, sendo dado por:

$$CS = \frac{P_{res}}{P_{at}} \geq 1 \quad (73)$$

e ainda,

$$\sigma_{a,b} \leq 1,3\sigma_{adm} \quad (74)$$

Onde:

$\sigma_{a,b}$ = tensão admissível do solo no nível da base do tubo.

É válido ressaltar que Timerman (1980) estabeleceu valores típicos de alguns parâmetros passíveis de adoção descritos nas Tabelas 22 a 26.

Tabela 22 – Valores típicos de η_h (tf/m³)

Tipo de Solo	Seco	Submerso
AREIA (Sob carga repetida)		
- Fofa	260	147
- Média	770	525
- Compacta	2080	1245
- Muito fofa	-----	41
SILTE (orgânico)		
- Muito Mole	-----	10
ARGILA		
- Muito Mole		
Carga estática	-----	55
Carga repetida	-----	28
- Mole	100	-----
- Média	250	-----

Fonte: Adaptado de Timerman (1980).

Tabela 23 – Valores típicos de κ_v (tf/m³)

Natureza do Solo	κ_v (tf / m ³)	γ_n (tf / m ³)	Ângulo de atrito
AREIA			
Areia de granulação fina úmida.	1.000 a 2.000	1,7	30°
Areia de granulação fina seca.	6.000 a 9.000	1,7	30°
Areia com cascalho grosso	11.000 a 13.000	1,7	35°
Solo arenoso bastante compacto grosso.	13.000 a 16.000	1,7	37°
ARGILA			
Argila mole	2.000 a 4.000	1,7	22°
Argila média	5.000 a 8000	1,7	25°
Argila rija	10.000	1,7	25°
Aterro fofo de terra	1.000 a 2.000	1,7	15°
Turfa, pântano	500 a 1.000	0,7	-----

Fonte: Adaptado de Timerman (1980).

Tabela 24 – Valores médios do coeficiente de poisson

Natureza do Solo	Coefficiente de Poisson
- Arenoso	0,29
-Argilosos	0,40

Fonte: Adaptado de Timerman (1980).

Tabela 25 – Solos (peso específico – tf/m³ e ângulo de atrito interno)

Solos não coesivos	Úmido	Saturado	Ângulo de atrito
Areia fofa	1,7	1,9	30°
Areia compacta	1,8	2,0	32,5°
Areia muito compacta	1,9	2,1	35°
Pedregulho limpo	1,7	2,0	35°
Pedregulho e areia não uniforme	1,9	2,1	35°
Pedra sem areia	1,7	----	35°
Solos coesivos	Acima do lençol	Submerso	Ângulo de atrito
Argila dura	2,1	1,1	15°
Argila rija	2,0	1,1	15°
Argila mole	1,8	0,8	15°
Argila arenosa rija ou dura	2,2	1,2	22,5°
Argila arenosa mole	2,0	1,1	22,5°
Silte rijo ou duro	2,0	1,0	22,5°
Silte mole	1,9	0,9	22,5°
Argila e Silte orgânico	1,7	0,7	10°
Solo turfoso	1,1	0,1	15°

Fonte: Adaptado de Timerman (1980).

Tabela 26 – Coeficientes de empuxo ativo e passivo do solo

$\frac{\phi}{\delta}$	10	15	20	25	30	35	40	45
0	0,704	0,589	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172
5	0,659	0,554	0,463	0,388	0,318	0,259	0,209	0,165
10	0,625	0,525	0,440	0,367	0,304	0,249	0,201	0,161
15		0,500	0,419	0,351	0,291	0,240	0,194	0,155
20			0,401	0,335	0,279	0,230	0,187	0,150
25				0,322	0,268	0,221	0,180	0,145
30					0,257	0,213	0,174	0,140
35						0,205	0,168	0,135
40							0,161	0,130
45								0,125
0	1,420	1,698	2,040	2,464	3,000	3,690	4,599	5,831
-5	1,549	1,885	2,309	2,850	3,553	4,488	5,765	7,574
-10	1,626	2,056	2,555	3,212	4,096	5,309	7,030	9,573
-15		2,129	2,782	3,570	4,632	6,143	8,365	11,792
-20			2,852	3,862	5,176	7,004	9,770	14,210
-25				3,932	5,569	7,866	11,262	16,848
-30					5,632	8,470	12,748	19,720
-35						8,484	13,853	22,617
-40							13,673	25,014
-45								24,200

Fonte: Adaptado de Timerman (1980).

3 METODOLOGIA

Esta seção objetiva introduzir o desenvolvimento do projeto aqui proposto, com etapas descritas na Figura 34 abaixo, que serão continuadas nos tópicos seguintes, com base no que já foi abordado anteriormente, nos demais capítulos.

Figura 34 – Etapas do estudo



Fonte: A autora (2023).

Inicialmente foi realizada uma apresentação do estudo de caso proposto, cuja intenção é a aplicação do conteúdo demonstrado, abordando também a caracterização geotécnica da região de estudo. Em seguida, será realizada a descrição das estruturas e equipamentos utilizados no conjunto para dimensionamento, assim como a apresentação de seus esforços e detalhamento para dimensionamento. E, por fim, o dimensionamento geotécnico, com uso de planilhas autorais, empregando a metodologia utilizada neste trabalho.

3.1 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA ESTUDADA

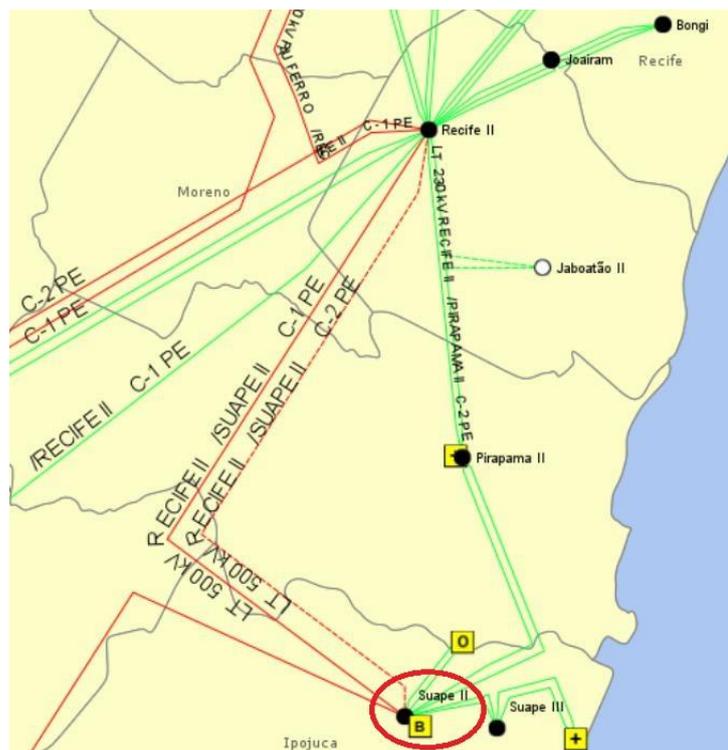
O processo de dimensionamento geotécnico será baseado num estudo de caso para uma subestação já existente, mas mais especificamente para uma área destinada à ampliação da SE. Através de ensaios de caracterização e investigação geotécnica, foi possível traçar um perfil de solo coerente com o presente na região e obter resultados para classificação e determinação empírica de parâmetros.

3.1.1 Estudo de Caso: Subestação Elétrica 500kV

A SE foco do estudo, localiza-se no município de Ipojuca, Pernambuco, às margens da PE-060 e compõe o sistema elétrico da região do Porto de Suape, Figura 35, se conectando às Subestações de Recife II e Messias, através de uma Linha de Transmissão (LT) de 500 kV, e à SE Suape III e um eixo de interligação com Pirapama II, Jaboatão II e Recife II através da barra de 230 kV.

Através do Plano Decenal de Expansão de Energia – PDE 2011/2023, a LT 500 kv Recife II – Suape II foi apontada como parte das obras para suprir o Complexo Industrial e Portuário de Suape. A sua implementação objetiva aumentar a margem de escoamento de energia para que novos empreendimentos termelétricos possam ser implantados na região, assegurando o desenvolvimento das potencialidades locais e regionais, favorecendo a economia local e proporcionando melhoria na qualidade do fornecimento de energia elétrica.

Figura 35 – Sistema de transmissão da região do Porto de Suape, conforme relatório EPE-DEE-RE-073/207



Fonte: EPE (2017).

O local de ampliação da SE, Figura 36, corresponde a área total de 24.600 m², com um platô na cota de 20m de elevação, cujas obras de ampliação devem seguir os mesmos procedimentos adotados na área existente de subestação, como os projetos executivos de arranjo, terraplenagem e vários outros que guiarão a construção desta etapa.

Figura 36 – Área de ampliação da SE



Fonte: Adaptado de Google Earth (2023).

Os pontos de delimitação do perímetro de ampliação podem ser visualizados na Tabela 27, abaixo.

Tabela 27 – Coordenadas dos pontos marcos do limite do platô da área de ampliação da SE

Ponto	Coordenadas UTM	
	Leste (m)	Norte (m)
P1	274.372,84	9.072.114,13
P2	274.676,17	9.072.114,13
P3	274,676,17	9.072.033,03
P4	274.372,82	9.072.033,04

Fonte: A autora (2023).

3.1.2 Caracterização da Região

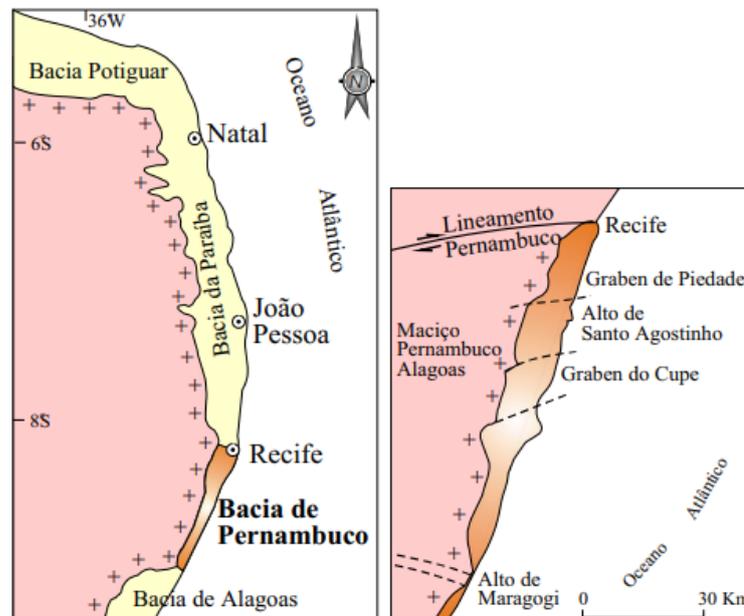
A SE está localizada, mais especificamente, na região portuária de Suape e o conhecimento sobre a descrição geológica da região é imprescindível para a compreensão dos fenômenos a serem considerados para o dimensionamento geotécnico da fundação no local.

O município de Ipojuca localiza-se entre o Cabo de Santo Agostinho, ao norte e Sirinhaém ao sul, Escada a oeste e o Oceano Atlântico ao leste. O local de implementação da linha de seccionamento e, por consequência, da ampliação da SE, caracteriza-se pelo domínio de colinas dissecadas e morros baixos ao sul e norte e nas demais áreas com colinas amplas e planícies fluviais e flúvio-marinhas.

De acordo com Costa, Santos e Costa Filho (2008), toda a costa litorânea sul

pernambucana, Figura 37, apresenta substrato rochoso pertencente à Bacia Vulcano-Sedimentar de Pernambuco (anteriormente denominada de Bacia do Cabo). Para Lima Filho (1998) apud Nascimento (2003) tal bacia apresenta formato alongado, compreendendo uma área de 900 km² de área, estendendo-se desde o lineamento de Pernambuco (ao Norte) e o Alto de Maragogi (ao sul, na divisa com o Estado de Alagoas).

Figura 37 – Geologia regional costeira



Fonte: Nascimento (2003).

Dantas e Lima Filho (2007) incluem à formação estratigráficas da Bacia de Pernambuco quatro principais formações que comportam uma sequência Vulcano-sedimentar, do cretáceo da base para o topo por: Formação cabo, com camada basal composta por sedimentos pouco maduras como arcóseos, conglomerados, siltitos e argilitos; Formação Ipojuca, composta por derrames e intrusões basálticas e riolíticas; Formação Estivas, com calcário argiloso fino e cinza esverdeado; e Formação Algodais com conglomerados polimíticos.

3.1.3 Caracterização do Solo

Para a etapa de caracterização do solo utilizou-se de coleta de amostras deformáveis e sondagem tipo SPT, realizados no local de construção da ampliação da SE. Atualmente o local encontra-se em fase de terraplenagem, Figura 38, com retirada do solo para obtenção do nível do platô e implantação da contenção do talude. A coleta foi realizada levando-se em conta os diferentes níveis do terreno já escavados possibilitando a obtenção de diferentes tipos de solo em diferentes níveis.

Figura 38 – Local de ampliação da SE durante etapa da terraplenagem. Registro do dia 26/09/2022.



Fonte: A autora (2023).

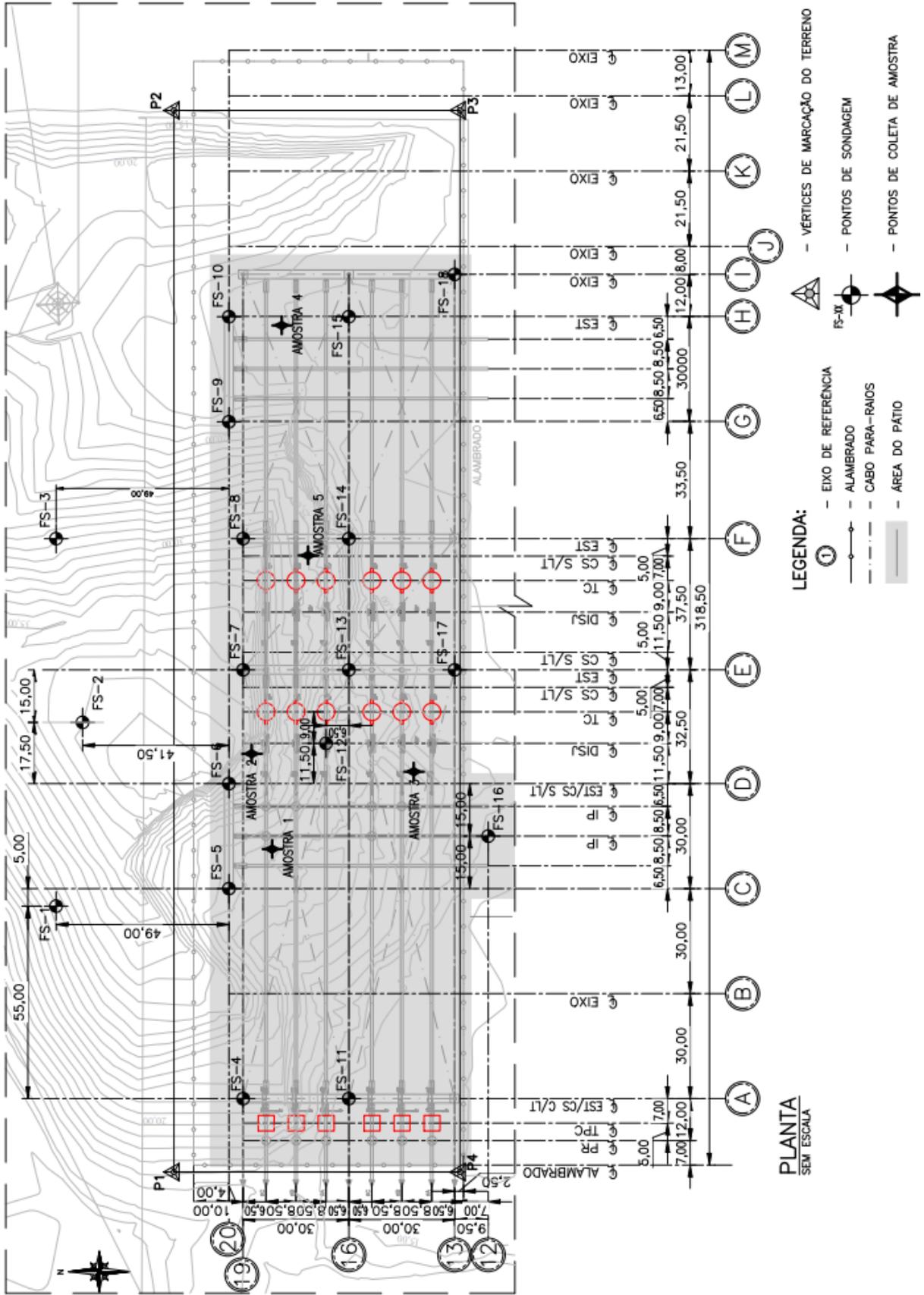
As amostras foram coletadas próximas aos furos de sondagem SPT, Figura 39, de modo a associá-las ao tipo de solo registrado no ensaio. Assim, cinco amostras foram obtidas no local, espaçadas e diferentes visualmente, entre si.

As amostras foram ensaiadas no Laboratório de Solos e Instrumentação do Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies do Departamento Engenharia Civil da UFPE, campus Recife. Os solos foram coletados no dia 26/09/2022, e os ensaios tiveram início em outubro de 2022, sendo estes: Ensaio de Granulometria por Peneiramento, Ensaio de Sedimentação e Ensaio de Limites de Atterberg.

As amostras foram coletadas em diferentes profundidades, para que se obtivessem diferentes tipos de solos e que os ensaios pudessem gerar resultados mais representativos. Os ensaios de simples caracterização geotécnica do solo ocorreram em conformidade com as normas relacionadas. A determinação da granulometria seguiu recomendações da NBR 7181/1984, “Análise Granulométrica (Método de Ensaio)”. Já para a determinação dos limites de Atterberg foram realizados de acordo com as NBR 6459/1984 “Solo – Determinação do Limite de Liquidez” e NBR 7180/1984, “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade”.

Além disso a investigação de campo foi realizada através de sondagem mista de acordo com a NBR 6484/2022, “Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio” cujos resultados, registrados através dos boletins (ANEXO A), foram utilizados para a determinação de características do solo, como sua resistência e tensão admissível. A necessidade da realização de sondagem mista decorreu da grande presença de matações na área.

Figura 39 – Planta de sobreposição da SE



Fonte: A autora (2023).

Através dos boletins de sondagem é possível observar a existência de predominância de argilas, siltes e areias finas nas camadas iniciais, mais especificamente silte argilo-arenoso, que vão, em média, até uma profundidade entre 5,0 e 10,0 m, sobrejacente à camada impenetrável. Segundo os furos de sondagem mista a camada rochosa corresponde a uma rocha medianamente alterada, alternando entre extremamente e medianamente alterada, entre 7,0 e 10,0m de profundidade.

É importante ter em mente que a presença da rocha fraturada pode oferecer uma camada mais resistente para apoio da fundação, mas é necessário avaliar a extensão e natureza das fraturas. Além disso, o solo silte argilo-arenoso pode apresentar problemas de compressibilidade e deformação, afetando a capacidade de suporte da fundação e a estabilidade da estrutura construída a ser dimensionada. Nesse caso, a escolha do tipo de tubulão também pode ser determinante para a eficácia da fundação, levando em conta a natureza do solo e as cargas esperadas na estrutura.

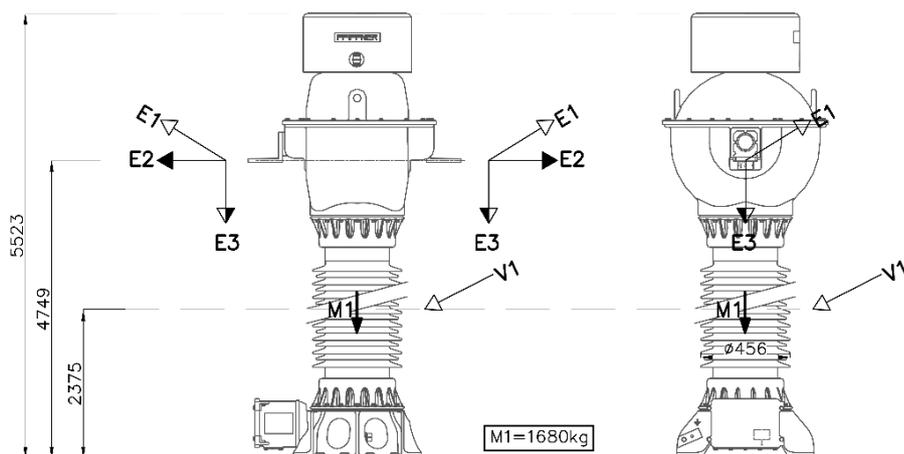
3.2 OBJETOS DE ESTUDO

O método para dimensionamento tem continuidade com a escolha e caracterização dos equipamentos, e da estrutura para posterior cálculo de esforços. Serão utilizados dois tipos de equipamentos, com o objetivo de observar possíveis variações na fundação. Objetivando ter equipamento com uma certa diferença quanto a atuação dos esforços, dimensões e alturas do suporte, foram escolhidos os TPCs e os TCs.

A descrição dos equipamentos será realizada da maneira mais fidedigna possível em relação às características de um equipamento real, porém neste trabalho, os equipamentos adotados serão apenas representativos, bem como suas respectivas estruturas. Em contrapartida será levado em conta, principalmente, a aplicação desses equipamentos, visto que, para pátios de 500 kV, como o caso da subestação em questão, é comum que estes sejam mais robustos, pesados e que tenham maiores alturas para garantir as mínimas distâncias de segurança fase-terra.

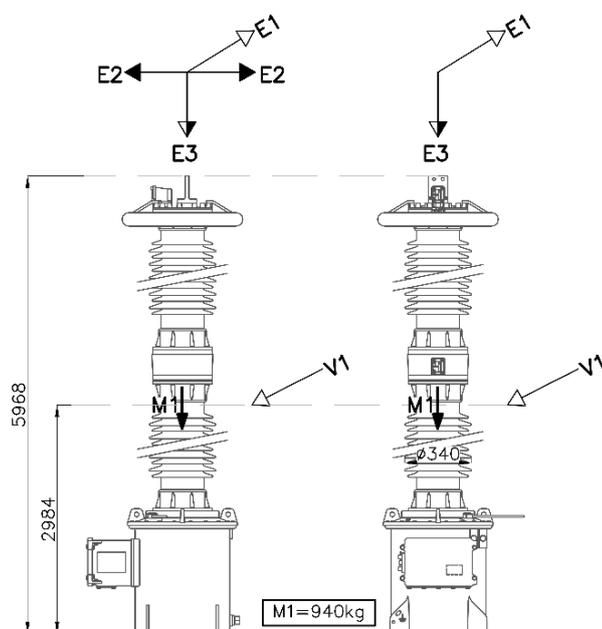
As Figuras 40 e 41 trazem as principais informações sobre as características dimensionais dos equipamentos a serem utilizados:

Figura 40 – Características dimensionais TC



Fonte: A autora (2023).

Figura 41 – Características dimensionais TPC



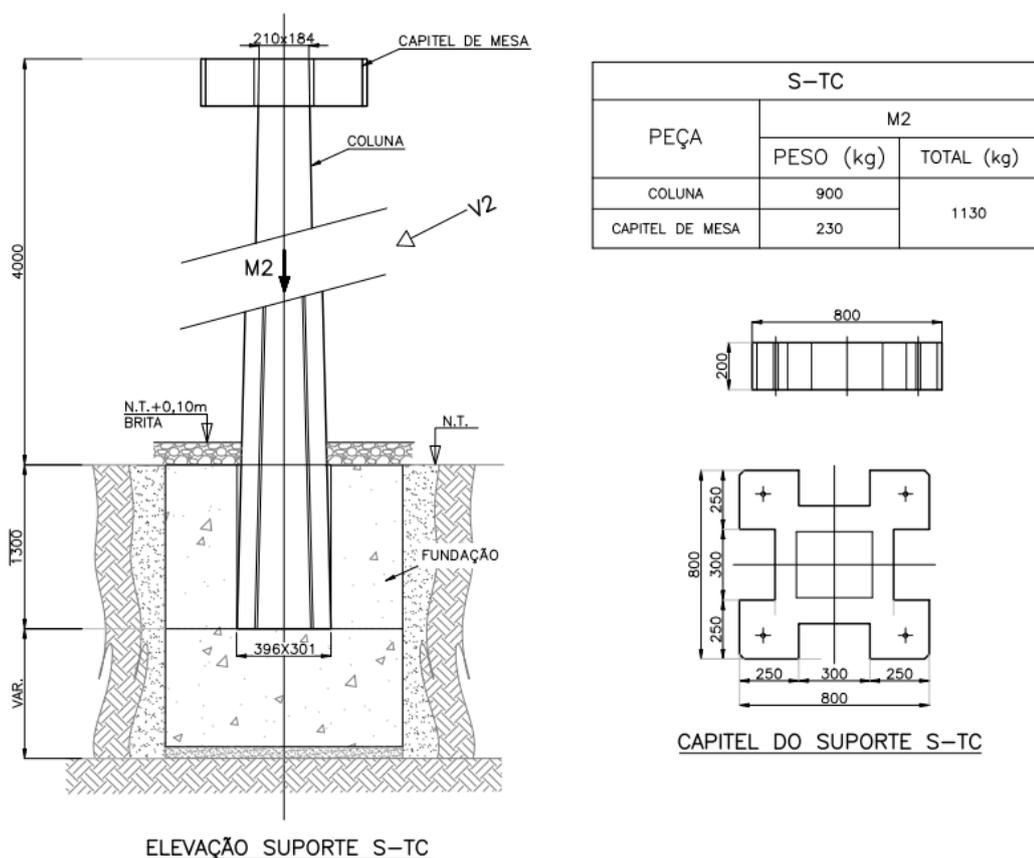
Fonte: A autora (2023).

Já no que diz respeito à estrutura de suporte dos equipamentos, este deve ser dimensionado para suportar as cargas atuantes nos equipamentos. Visto que a altura do suporte será determinada pela distância adotada para altura dos condutores entre equipamentos na SE, que neste caso será de 8700 mm em relação ao nível do terreno, a variação da seção transversal da estrutura deve garantir a resistência do suporte. Neste trabalho os suportes serão de concreto armado, cuja fixação dos equipamentos é feita através de chumbadores metálicos pelo capitel do suporte.

Os postes de concreto para suporte de equipamentos em subestações elétricas são projetados para suportar cargas pesadas e proporcionar segurança e confiabilidade ao sistema elétrico. A seção transversal variante ajuda a melhorar a capacidade do poste de suportar cargas de forma mais uniforme ao longo de sua altura. Assim, para posterior obtenção do esforço do vento atuante na estrutura, será considerado, para simplificação, uma seção média para cálculo da área de atuação da força.

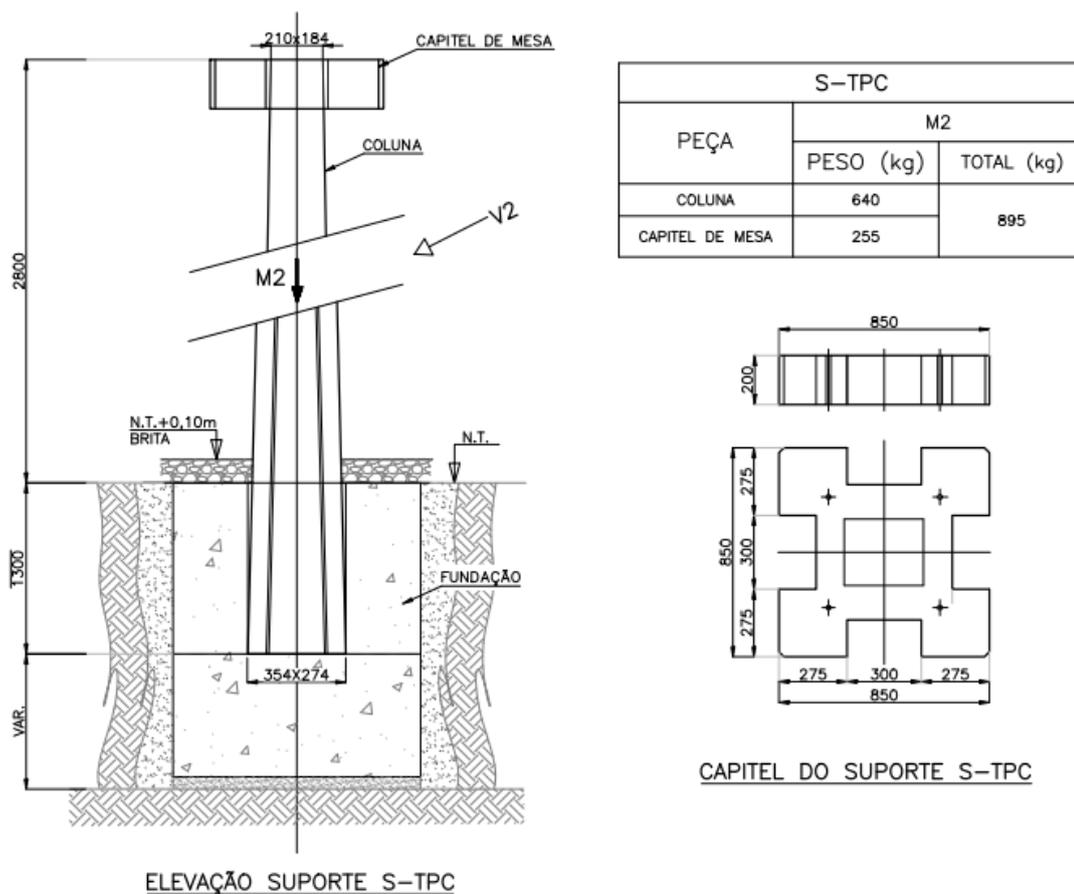
As Figuras 42 e 43 apresentam as principais características dos postes de concreto para suporte de equipamento, e apesar de não especificamente dimensionado para atender aos esforços solicitantes dos equipamentos aqui descritos, visto que fugira do principal objetivo proposto, seguem dimensões, em relação à seção transversal e peso, semelhantes à uma estrutura empregada para suporte os equipamentos adotados.

Figura 42 – Suporte para Transformador de Corrente



Fonte: A autora (2023).

Figura 43 – Suporte para Transformador de Potencial Capacitivo



Fonte: A autora (2023).

Já no que diz respeito aos cabos condutores de conexão entre os equipamentos, sua adoção tem condições especificadas por um dimensionamento eletromecânico não abordado neste trabalho. A adoção do cabo condutor se dará com base em aspectos comparativos entre a SE em questão e outras similares, e seus parâmetros serão utilizados como base para cálculo dos esforços atuantes.

O cabo condutor utilizado será o “*aluminum conductor alloy reinforced*”, ACAR, em português “condutor de alumínio com reforço de liga”, de nome “Manaus”, com bitola de 2250 MCM, que equivale a 1140,07mm². O cabo tem peso específico de 3,174 kgf/m e diâmetro de 0,04389 m. Serão utilizados 2 cabos por fase, sendo a distância entre fases e entre equipamentos de 8,50m.

3.3 OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS E HIPÓTESES DE CARREGAMENTO

Esta etapa divide-se, basicamente, entre o cálculo dos esforços estáticos e esforços

dinâmicos atuantes no conjunto equipamento + suporte. A obtenção dos esforços estáticos é fundamental para a análise dos esforços dinâmicos, uma vez que seus resultados servem como base para a determinação dos segundos. Já os esforços dinâmicos levam em consideração as vibrações e as movimentações do equipamento, sendo essenciais para a avaliação da sua estabilidade e segurança de funcionamento.

O cálculo da força do vento começa pela determinação da pressão exercida pelo vento, que é utilizada tanto para calcular a força que atua no isolador do equipamento quanto para calcular a força resultante sobre a maior face lateral da estrutura de suporte. Para obter a velocidade característica do vento, V_k , é necessário definir os parâmetros com base nas características da área de estudo e dos objetos que estão sendo analisados.

A Tabela 28 traz um resumo sobre a escolha desses parâmetros e o valor da pressão dinâmica que será utilizada posteriormente:

Tabela 28 – Determinação das características ambientais

S1 - Fator Topográfico	Terreno plano ou fracamente acidentado
	1,00
S2 - Fator de Rugosidade	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas (cota média de obstáculo 3m)
	Categoria III
	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.
	Classe B
	1,06
S3 - Fator Estatístico	Grupo 1
	Edificação cuja ruína total pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas
	1,10
V0 (m/s) - Velocidade Básica	35,00
Velocidade Característica	
V_k	40,81 m/s
	147,00 km/h
Pressão Dinâmica de Referência	
q₀	1021 N/m²
	105 kgf/m²

Fonte: A autora (2023).

Os esforços transversais do vento, V_1 e V_2 , seguem características de cálculo já descritas no item 2.2.3.2, porém, para o caso do cálculo no isolador do equipamento é necessário levar

em conta tanto o coeficiente de arrasto quanto um fator de redução. Isto ocorre porque devido a geometria circular dos isoladores, é necessário que a magnitude do vento seja ajustada.

As Tabelas 29 e 30, retiradas da NBR 6123 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988), estabelecem valores para C_a e K , através de correlações entre o número de Reynolds e a razão entre o comprimento médio do isolador e seu diâmetro.

Tabela 29 – Valores do fator de redução, K , para barras de comprimento finito

l/d	2	5	10	20	40	50	100	∞
Barra prismática de seção circular em regime subcrítico ($Re < 4,2 \times 10^5$)	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1
Barra prismática de seção circular em regime acima do crítico ($Re \geq 4,2 \times 10^5$)	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,0	1,0
Barra prismática de face planas	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988, p. 25).

Tabela 30 – Coeficiente de arrasto, C_a , para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito

Regime de Fluxo		C_a
Subcrítico	$Re < 4,2 \times 10^5$	1,2
Acima do Crítico	$4,2 \times 10^5 \leq Re < 8,4 \times 10^5$	0,6
	$8,4 \times 10^5 \leq Re < 2,3 \times 10^6$	0,7
	$Re \geq 2,3 \times 10^6$	0,8

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988, p. 26).

Em relação aos esforços no terminal dos equipamentos, a parcela de esforço estático, ou seja, o esforço vertical do peso próprio e o transversal do vento sobre o cabo condutor, também são calculadas e, apesar de muito semelhante aos processos já descritos, tem algumas particularidades. O peso dos cabos é distribuído ao longo do vão, que corresponde à distância entre os equipamentos, de maneira não uniforme e é influenciada pela geometria do cabo e pelas condições ambientais, como intensidade e direção do vento. É comum considerar a metade do comprimento do vão para obtenção do esforço do peso do condutor, $E3$, para considerar que a carga do peso é distribuída simetricamente em relação ao ponto de apoio do cabo no terminal do equipamento.

Já em relação ao vento sobre o condutor é necessário observar a posição e geometria do cabo em relação ao equipamento, sendo para isso importante ter uma boa leitura do projeto de

Arranjo Físico da subestação. O cálculo do esforço segue método semelhante ao utilizado para cálculo do esforço do vento no isolador do equipamento, com a diferença de que a da NBR 6123 da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988) estabelece valores específicos para o coeficiente de arrasto, C_a , para fios e cabos, segundo a Tabela 31 abaixo.

Tabela 31 – Coeficiente de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$

Regime de Fluxo	C_a			
	Fio liso	Fio moderadamente liso (galvanizado ou pintado)	Cabos torcidos de fios finos	Cabos torcidos de fios grossos
$Re \leq 2,5 \times 10^4$	-	-	1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \times 10^4$	-	-	0,9	1,1
$Re \leq 2,5 \times 10^5$	1,2	1,2	-	-
$Re \geq 4,2 \times 10^5$	0,5	0,7	-	-

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988, p. 26).

Para o cálculo do esforço dinâmico de curto-circuito no cabo condutor alguns parâmetros, que envolvem dimensionamento elétrico e considerações de projeto apresentadas no tópico 2.2.3.4., são considerados. Estes inputs serão adotados seguindo recomendação de um engenheiro electricista, mas sem a justificativa de suas escolhas aprofundadas neste trabalho. A Tabela 32 traz um resumo sobre seus valores:

Tabela 32 – *Inputs* de caracterização de instalação da SE

Corrente de curto-circuito (Tabela 8)	50 kA
Fator de assimetria	2,6
X/R	17,83
Distância entre os subcondutores	0,457m
Tempo de curto-circuito	0,50s

Fonte: A autora (2023).

No que diz respeito às hipóteses de cálculo, estas devem estabelecer relações entre os possíveis estados limites a serem considerados e combinações das forças atuantes, de forma a obter-se a combinação mais desfavorável para o dimensionamento. As principais hipóteses a serem consideradas levarão em conta a combinação dos esforços de curto-circuito e vento no condutor, com a ação do vento sobre a estrutura e o equipamento. Isto porque estas duas últimas podem variar a direção e agir sobre uma maior ou menor área de contato nas estruturas de suporte.

Estas duas hipóteses são consideradas levando em conta maiores momentos fletores na superfície do terreno, nos sentidos X e Y, isto porque o Método Russo utiliza este ponto para equilíbrio das forças, já que é onde as cargas começam a ser transmitidas ao solo. Assim, a Tabela 33 resume as hipóteses de carregamento adotadas:

Tabela 33 – Hipóteses de carregamento

Hipóteses	Combinações das ações		
	Direção Z	Direção X	Direção Y
Hipótese 1: Vento + Curto-circuito	M1+M2+E3*	E2+V1+V2	E1*
Hipótese 2: Vento + Esforço Transversal	M1+M2+E3*	E2	E1*+V1+V2

*São consideradas dobradas para TC devido a forma de instalação do equipamento.

Fonte: A autora (2023).

3.4 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

O dimensionamento geotécnico da fundação em tubulão foi realizada através de utilização de planilha própria, utilizando o software Excel, com a utilização do Método Russo como base. O processo de dimensionamento foi iterativo, através de estimativa da geometria da fundação e verificação da relação entre as forças solicitantes e as resistentes, sendo iniciado com a adoção dos seguintes parâmetros do solo: peso específico natural do solo, ângulo de atrito, coeficiente característico do solo, coeficiente de recalque vertical e coeficiente de recalque horizontal.

O diâmetro inicial mínimo deve ser maior que a maior seção transversal do poste de concreto, conforme descrito nas Figuras 42 e 43, a fim de garantir o engastamento da estrutura de suporte. O valor inicial arbitrado foi de 1,0m para o diâmetro da fundação e 1,5m para sua profundidade. É importante ressaltar que muito embora a principal diferença de fundações tubulão para as estacas, segundo a NBR 6122/2010, seja sua base alargada e o método construtivo das fundações, é comum que se projete estas estruturas em tubulão sem alargamento da base por ter processo de execução em campo mais simplificado. Esta consideração implica, muitas vezes, na profundidade da fundação, isso porque a base alargada ajuda na distribuição das cargas na base, visto que a área de contato da base é maior, além de facilitar a resistência ante os empuxos, através do acúmulo do solo sobre a região sobressalente da base. Com o não alargamento da base é necessário que a tensão lateral, dada em função de κ_h , passe a “suprir” o que antes também seria suportado pelo solo apoiado na base maior do fuste.

O processo iterativo, ajustando o diâmetro e profundidade da fundação, implica na possível alteração dos dados de parâmetro do solo, a depender da camada de assentamento da fundação, ou seja, para cada alteração do comprimento enterrado da fundação, pode existir mudança nas características do solo e principalmente na tensão admissível, que é determinada em função do valor do N_{SPT} na camada de assentamento.

Dado ao fato da rigidez considerada pelo Método Russo, é válido ajustar o método iterativo de modo que a fundação seja considerada um tubulão curto para manter estas características. Além disso o coeficiente de reação horizontal do solo será considerado constante com a profundidade, o que facilita a análise geotécnica ao considerar o comportamento do solo relativamente homogêneo nas camadas consideradas, levando como determinante o k_h relativo ao solo na camada de assentamento da fundação.

Nardelli (2016) demonstra em seu trabalho a adequação das fórmulas para o Método Russo, com a consideração do k_h constante:

$$X = -\kappa_h \times L \times D_f \quad (76)$$

$$M_0 = -\kappa_h \times \frac{L^2}{2} \times D_f \quad (77)$$

Onde:

X = força horizontal resistente;

M_0 = momento resistente em relação ao nível do solo

Tais simplificações são aplicadas às demais equação descritas no tópico 2.4.2 e favorecem as deduções para o caso do cálculo de um tubulão curto utilizando o Método Russo. Estas foram aplicados na planilha de cálculo utilizada para o dimensionamento.

Kempner (2008) recomenda que os suporte para equipamentos sem mecanismo mecânico, como TC e TPs, cuja excessiva deflexão tem como consequência o comprometimento das distâncias mínima exigidas entre condutores das fases, fase-fase, ou cabos e terreno, possuam deflexão limite da estrutura de 1/100 do seu comprimento. Este valor será adotado neste trabalho para a deformação horizontal ou rotação de $\tan \varphi$.

Além disso, de forma a considerar o ELS, cuja adoção é estabelecida em muitas premissas de projeto para subestações elétricas, o fator de segurança escolhido para majorar os esforços será de 1,5.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS: RESULTADOS E ADOÇÕES

4.1.1 Ensaios laboratoriais

Dada a coleta de amostras deformadas do solo no local, as características obtidas através dos resultados dos ensaios laboratoriais serviram como base para classificação dos tipos de solo e comparação do material coletado com os resultantes do ensaio de SPT. Além disso, a Tabela 34 traz um resumo quanto às principais características, visuais e ensaiadas destas amostras e a relação entre seus parâmetros e as condições da fundação.

Foi observado que o índice de atividade (Ia) situou-se, em sua maioria, abaixo de 0,75, o que indica um solo inativo e com pouca capacidade de suporte. Além de serem mais suscetíveis a maiores recalques, principalmente em locais com variação de umidade, outro fator relacionado é a possibilidade maior de risco de liquefação, visto que em casos de sismos ou vibrações, pode haver perda de resistência e um colapso da fundação.

É possível identificar, visualmente, uma diferença significativa na coloração do solo e a grande presença de solos mais finos, com muita argila, o que pode conferir ao solo uma capacidade de retenção de umidade.

Tabela 34 – Resultados das amostras ensaiadas

(continua)

Nº da amostra	Identificação visual	Profundidade da amostra coletada	Classificação SUCS	Limites de Atterberg			Ia
				LL%	LP%	IP%	
1		-4,0m	MH - Silte de alta compressibilidade	60	39,60	20,40	1,02
2		-7,5m	CH – Argila de alta compressibilidade	53,81	30,92	22,89	0,673

Tabela 34 – Resultados das amostras ensaiadas

(conclusão)

Nº da amostra	Identificação visual	Profundidade da amostra coletada	Classificação SUCS	Limites de Atterberg			Ia
				LL%	LP%	IP%	
3		-2,5m	SM/SC - Areia silte argilosa	37,19	28,92	8,27	0,413
4		-2,0m	MH – silte de alta compressibilidade	53,65	35,84	17,87	0,496
5		-3,0m	SM/SC - Areia silte argilosa	46	29,44	16,56	0,828

Fonte: A autora (2023).

4.1.2 Parâmetros adotados

Dado os equipamentos escolhidos adotou-se os furos de sondagem mais próximos deles, observados através da Figura 39, sendo para o TP os furos FS-4 e FS-11 e para o TC os furos FS-6, FS-8, FS-12, FS-13, FS-14 e FS-17 e desta forma foi considerada a pior condição, que foi determinada pelo boletim com o menor N_{SPT} , que resultará numa menor tensão admissível.

Considerou-se então os furos FS-4 e FS-12 para o TPC e o TC, respectivamente, e, levando em conta a cota do platô e os primeiros valores de comprimento e largura da base adotados para a primeira interação, para ambos os furos a classificação do material, segundo o SPT, corresponde a um silte argilo-arenoso, entre médio e duro.

Tendo em vista a falta de parâmetros diretamente associados à solos exclusivamente siltosos e com uma grande porcentagem de solos finos registrada nas amostras coletadas, com

bastante argila presente, a maioria dos parâmetros adotados foram correspondentes aos relacionados à solos argilosos.

Os parâmetros foram adotados levando em conta as Tabelas 22 a 26, priorizando valores mais conservadores, a favor da segurança, e o valor de κ_h através da equação (48). Assim a Tabela 35, abaixo traz os resumos para tal decisão:

Tabela 35 – Parâmetros do solo adotados

Ângulo de atrito (φ)	25°
Peso específico natural do solo (γ_n)	1700 kgf/m ³
Constante de reação horizontal (η_h)	250.000 kgf/m ³
Coefficiente de reação vertical (κ_v)	4.000.000 kgf/m ³
Coefficiente de Poisson (ν)	0,40
Coefficiente de reação horizontal (κ_h)	1.600.000 kgf/m ³
Ka	0,41
Kp	2,46

Fonte: A autora (2023).

4.2 RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO

4.2.1 Cálculo dos Esforços e Hipóteses de Carregamento

Visto que os dimensionamentos foram realizados para dois tipos de equipamentos distintos, o processo de obtenção das ações permanentes e do vento foi realizado para cada um deles, de forma independente. Já para curto-circuito e ações no cabo condutor, a obtenção foi generalizada tendo em vista a aplicação real do mesmo condutor e sob as mesmas condições, para a interligação entre os equipamentos de pátio.

4.2.1.1 Transformador de Potencial Capacitivo – TPC

- Esforços no equipamento:

O esforço permanente, em função do peso próprio do equipamento, e do vento sobre seu isolador são registrados na Tabela 36 abaixo:

Tabela 36 – Esforços no equipamento: TPC

Razão: Le/De	17,55
Número de Reynolds - Re	$9,72 \times 10^{+05}$
Fator de Redução – K	0,90
Coefficiente de Arrasto – Ca	0,70
Esforço vertical de peso no equipamento – M1	940 kgf
Esforço transversal de vento no equipamento – V1	135 kgf

Fonte: A autora (2023).

▪ Esforços no suporte do equipamento:

Os esforços permanentes, em função do peso próprio do suporte de concreto e do vento sobre sua área lateral, em função da sua seção média, são registrados na Tabela 37 abaixo:

Tabela 37 – Esforços no suporte do equipamento: TPC

Peso do suporte - Ps	895 kg
Base média do suporte - b	0,314 m
Altura do suporte – h	2,80 m
Área lateral do suporte – As	0,88 m ²
Esforço vertical de peso do suporte – M2	895 kgf
Esforço transversal de vento no suporte – V2	89,76 kgf

Fonte: A autora (2023).

4.2.1.2 Transformador de Corrente – TC

▪ Esforços no equipamento:

O esforço permanente, em função do peso próprio do equipamento e do vento sobre seu isolador são registrados na Tabela 38 abaixo:

Tabela 38 – Esforços no equipamento: TC

Razão: Le/De	12,11
Número de Reynolds - Re	$1,30 \times 10^{+06}$
Fator de Redução – K	0,82
Coefficiente de Arrasto – Ca	0,70
Esforço vertical de peso no equipamento – M1	1680 kgf
Esforço transversal de vento no equipamento – V1	152 kgf

Fonte: A autora (2023).

▪ Esforços no suporte do equipamento:

Os esforços permanentes, em função do peso próprio do suporte de concreto e do vento sobre sua área lateral, em função da sua seção média, são registrados na Tabela 39 abaixo:

Tabela 39 – Esforços no suporte do equipamento: TC

Peso do suporte - Ps	1130 kg
Base média do suporte - b	0,349 m
Altura do suporte – h	4,00 m
Área lateral do suporte – As	1,40 m ²
Esforço vertical de peso do suporte – M2	1130 kgf
Esforço transversal de vento no suporte – V2	142,52 kgf

Fonte: A autora (2023).

4.2.1.3 Terminais dos equipamentos

▪ Esforços no cabo condutor:

Os esforços permanentes, em função do peso próprio do cabo e do vento atuante sobre ele, são registrados na Tabela 40 abaixo:

Tabela 40 – Esforços nos terminais dos equipamentos: Cabo condutor

Razão: Lc/Dc	193,67
Número de Reynolds - Re	1,25x10 ⁺⁰⁵
Fator de Redução – K	1,00
Coefficiente de Arrasto – Ca	1,10
Esforço Vertical (peso) – E1	27 kgf
Esforço Transversal (vento) – E3	44 kgf

Fonte: A autora (2023).

▪ Curto-circuito:

O esforço longitudinal no condutor flexível, curto-circuito, é registrado na Tabela 41 abaixo:

Tabela 41 – Esforço de curto-circuito

(continua)

Fator de curto-circuito - K	1,85
Frequência – f	60 Hz
Massa unitária dos espaçadores – n	5,10 kg

Tabela 41 – Esforço de curto-circuito

(conclusão)

Distância entre espaçadores – L_s	4,25 m
Força estática (10° C) – $F_{est (min)}$	898,28 N
Força estática (90° C) – $F_{est (máx)}$	846,10 N
Constante de Mola – S	100.000 N/m
Massa unitária (cabos + conectores + massas concentradas) – m'_s	3,474 kg/m
Módulo de Young	57019,45 N/mm ²
Porção da força – r	0,65
Ângulo máximo de oscilação – $\delta_{máx}$	71,49°
Swing out – $F_{t,d}$	142 kgf
Drop back – $F_{f,d}$	811 kgf
Pinch – $F_{pi,d}$	1160 kgf

Fonte: A autora (2023).

Como pode ser visto, o maior esforço calculado foi o $F_{pi,d}$ (*Pinch*), porém não é razoável que ele ou o esforço $F_{f,d}$ (*Drop back*) sejam adotados visto que eles estão muito acima do valor suportado pelos terminais dos equipamentos, cujos valores admissíveis atendem às normas vigentes. Portanto será considerado como esforço dinâmico para os vãos de equipamentos da subestação o esforço $F_{t,d}$ (*Swing out*), com valor de **142 kgf**.

4.2.1.4 Obtenção das hipóteses de cálculo

- Hipóteses de Cálculo: TPC

Os braços de alavanca considerados para cálculo do momento fletor no nível do terreno, ou “boca” do tubulão, são resumidos na Tabela 42 abaixo:

Tabela 42 – Braços de alavanca: TPC

Braço de alavanca do esforço de curto-circuito – d_c	8,768 m
Braço de alavanca do esforço do vento no condutor – d_{vc}	8,768 m
Braço de alavanca do esforço do vento no equipamento – d_{v1}	5,784 m
Braço de alavanca do esforço do vento no suporte – $d_{v2} = 2/3 \times h$	1,867 m

Fonte: A autora (2023).

A Tabela 43 traz as hipóteses de cálculo obtidas:

Tabela 43 – Hipóteses de cálculo: TPC

Hipótese 1: Vento + Curto-circuito		Hipótese 2: Vento + Esforço Transversal	
Esforço Transversal Total em X – $H_x = E_2 + V_1 + V_2$	366,8 kgf	Esforço Transversal Total em X – $H_x = E_2$	142,0 kgf
Esforço Transversal Total em Y – $H_y = E_1$	44,0 kgf	Esforço Transversal Total em Y – $H_y = E_1 + V_1 + V_2$	268,8 kgf
Vertical Total – $H_z = M_1 + M_2 + E_3$	1862,0 kgf	Vertical Total – $H_z = M_1 + M_2 + E_3$	1862,0 kgf
Momento Fletor em X – $M_x = E_1 * d_{vc}$	385,8 kgf.m	Momento Fletor em X – $M_x = E_1 * d_{vc} + V_1 * d_{v1} + V_2 * d_{v2}$	1334,2 kgf.m
Momento Fletor em Y – $M_y = E_2 * d_c + V_1 * d_{v1} + V_2 * d_{v2}$	2193,4 kgf.m	Momento Fletor em Y – $M_y = E_2 * d_c$	1245,1 kgf.m

Fonte: A autora (2023).

Adotando a situação mais desfavorável para dimensionamento da função, a *Hipótese 1* foi a considerada para o TPC.

▪ Hipóteses de Cálculo: TC

Os braços de alavanca considerados para cálculo do momento fletor no nível do terreno, ou “boca” do tubulão, são resumidos na Tabela 44 abaixo:

Tabela 44 – Braços de alavanca: TC

Braço de alavanca do esforço de curto-circuito – d_c	8,749 m
Braço de alavanca do esforço do vento no condutor – d_{vc}	8,749 m
Braço de alavanca do esforço do vento no equipamento – d_{v1}	6,375 m
Braço de alavanca do esforço do vento no suporte – $d_{v2} = 2/3 \times h$	2,667 m

Fonte: A autora (2023).

A Tabela 45 traz as hipóteses de cálculo obtidas:

Tabela 45 – Hipóteses de cálculo: TC

Hipótese 1: Vento + Curto-circuito		Hipótese 2: Vento + Esforço Transversal	
Esforço Transversal Total em X – $H_x = E_2 + V_1 + V_2$	436,5 kgf	Esforço Transversal Total em X – H_x $= E_2$	142,0 kgf
Esforço Transversal Total em Y – $H_y = 2 * E_1$	88,0 kgf	Esforço Transversal Total em Y – H_y $= (2 * E_1) + V_1 + V_2$	382,5 kgf
Vertical Total – $H_z = M_1 + M_2 + (2 * E_3)$	2864,0 kgf	Vertical Total – $H_z = M_1 + M_2 + (2 * E_3)$	2864,0 kgf
Momento Fletor em X – $M_x = (2 * E_1) * d_{vc}$	769,9 kgf.m	Momento Fletor em X – $M_x = (2 * E_1) * d_{vc} + V_1 * d_{v1} + V_2 * d_{v2}$	2119,0 kgf.m
Momento Fletor em Y – $M_y = E_2 * d_c + V_1 * d_{v1} + V_2 * d_{v2}$	2591,4 kgf.m	Momento Fletor em Y – $M_y = E_2 * d_c$	1242,4 kgf.m

Fonte: A autora (2023).

Adotando a situação mais desfavorável para dimensionamento da função, a *Hipótese I* foi a considerada para o TC.

4.2.2 Dimensionamento Geotécnico

Os cálculos para dimensionamento da fundação em tubulão foram feitos através de planilha elaborada pela autora, sendo possível determinar a geometria da fundação, comprimento de fuste e diâmetro (largura do fuste), atendendo ao FS, parâmetros e esforços adotados.

Dada a primeira tentativa de cálculo, os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 46. Tendo em vista o platô da subestação e o volume de corte necessário de acordo com os boletins do SPT, a tensão admissível foi obtida através do valor de N_{SPT} correspondente à camada de assentamento da fundação, que foi em torno de -4,67m de profundidade para a fundação do TPC e -4,27m para a do TC, através da equação (45).

Tabela 46 – Resultados da primeira tentativa de dimensionamento
(continua)

TPC		
Dados de Entrada		
Tensão admissível (kgf/cm ²)	3,0	
Diâmetro (m)	1,0	
Comprimento do fuste (m)	1,50	
Verificações do Dimensionamento		
Rigidez	TUBULÃO CURTO	
Tensão lateral máxima - σ_L (kgf/m ²)	NÃO OK	
Tensão de base - σ_b (kgf/cm ²)	OK	
Deslocamento máximo angular (kgf/m ²)	OK	
Verificação da estabilidade	Tensão lateral	NÃO OK
	Tensão de base	OK
TC		
Dados de Entrada		
Tensão admissível (kgf/cm ²)	4,0	
Diâmetro (m)	1,0	
Comprimento do fuste (m)	1,50	
Verificações do Dimensionamento		
Rigidez	TUBULÃO CURTO	

Tabela 46 – Resultados da primeira tentativa de dimensionamento
(conclusão)

Tensão lateral máxima - σ_L (kgf/m ²)		NÃO OK
Tensão de base - σ_b (kgf/cm ²)		OK
Deslocamento máximo angular (kgf/m ²)		OK
Verificação da estabilidade	Tensão lateral	NÃO OK
	Tensão de base	OK

Fonte: A autora (2023).

Foi possível notar que, apesar de considerado um tubulão rígido (uso das equações (60) e (61)), as verificações relativas à tensão lateral do tubulão curto não passaram na verificação. O que implica dizer que os esforços atuantes superaram os resistentes. Assim, a tentativa que resultou num dimensionamento correto, que corresponde ao tubulão com geometria adequada para possibilitar sua estabilidade, necessitou de um maior comprimento do fuste. Sendo então necessário recalcular a tensão admissível, através do valor de N_{SPT} , sendo correspondente à camada de assentamento da fundação, para -5,27m de profundidade para a fundação do TPC e -5,07m para a do TC, cujos parâmetros são descritos na Tabela 47.

De forma a tornar a obtenção da tensão admissível mais conservadora, devido aos altos valores de N_{SPT} registrados, e em consequência de camadas muito similares de solo no local, o que não veio a impactar nos parâmetros geotécnicos já adotados na seção 4.1.2, adotou-se a equação (46) e a limitação de $N_{SPT} \leq 20$, para o cálculo.

Tabela 47 – Resultados: dimensões e tensão admissível

TPC	
Tensão admissível (kgf/cm ²)	2,6
Diâmetro (m)	1,0
Comprimento do fuste (m)	2,1
TC	
Tensão admissível (kgf/cm ²)	2,8
Diâmetro (m)	1,0
Comprimento do fuste (m)	2,3

Fonte: A autora (2023).

Com o equilíbrio das forças no nível do terreno, através da consideração da hipótese mais desfavorável, foram determinados os esforços resultantes, visualizados através da Tabela 48, obtidos para o caso que resultará no maior momento de tombamento possível da fundação.

Tabela 48 – Resultados: esforços resultantes

TPC	
Esforço vertical - V	1862,0 kgf
Esforço horizontal - H	369,43 kgf
Momento - M	2227,07 kgf.m
TC	
Esforço vertical - V	2864,0 kgf
Esforço horizontal - H	445,28 kgf
Momento - M	2703,35 kgf.m

Fonte: A autora (2023).

Foram empregadas as equações (63), (64) e (65) para obtenção do deslocamento angular e dos deslocamentos horizontal e vertical, respectivamente, vistos na Tabela 49. É válido ressaltar que foi considerado como material do tubulão, concreto com f_{ck} de 25 MPa.

Tabela 49 – Resultados: deslocamentos para o tubulão

TPC	
Deslocamento angular - φ	0,0045 rad
Deslocamento horizontal - δx	0,0065 m
Deslocamento vertical - δy	0,0019 m
TC	
Deslocamento angular - φ	0,0046 rad
Deslocamento horizontal - δx	0,0073 m
Deslocamento vertical - δy	0,0023 m

Fonte: A autora (2023).

Assim, as resistências às tensões, tanto na lateral, quando na base da fundação, determinadas através do Método Russo, foram comparadas com as tensões resistentes para avaliação da segurança da fundação. A Tabela 50 traz o resumo sobre as verificações das tensões e deslocamentos, além da estabilidade da fundação.

Tabela 50 – Resultados: verificação de tensões e deslocamentos

TPC				
Verificação	Esforços atuantes		Esforços resistivos	
Tensão lateral máxima – $\sigma_h(y)$	$p/ y = \delta x/2\varphi$	1804,54 kgf/m ²	$\delta x(\text{res.})/FS$	4898,17 kgf/m ²
	$p/ y = L$	4703,82 kgf/cm ²		
Tensão de base - $\sigma_{a,b}$	1,66 kgf/cm ²		$1,3\sigma_{adm}$	3,51 kgf/cm ²
Deslocamento máximo angular	$\tan(\varphi)$	0,00451	$1/100$	2,1
TC				
Verificação	Esforços atuantes		Esforços resistivos	
Tensão lateral máxima – $\sigma_h(y)$	$p/ y = \delta x/2\varphi$	2009,64 kgf/m ²	$\delta x(\text{res.})/FS$	5364,66 kgf/m ²
	$p/ y = L$	5247,86 kgf/cm ²		
Tensão de base - $\sigma_{a,b}$	1,86 kgf/cm ²		$1,3\sigma_{adm}$	3,64 kgf/cm ²
Deslocamento máximo angular	$\tan(\varphi)$	0,00459	$1/100$	2,3

Fonte: A autora (2023).

O coeficiente de segurança da estabilidade lateral foi dado através da relação entre as ações dos empuxos e as tensões laterais solicitantes. Pôde-se observar um coeficiente de segurança de 1,04 para o TP e 1,02 para o TC. O valor do coeficiente tão próximo de 1 deu-se na tentativa de ter uma fundação mais otimizada possível, em termos de dimensão, que atendesse aos esforços necessários.

5 CONCLUSÃO

5.1 ANÁLISE E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista os objetivos inicialmente propostos neste trabalho de conclusão de curso, buscou-se trazer à tona a complexidade que envolve os projetos de fundação para equipamentos de uma subestação elétrica e, mais especificamente, a aplicação de um método muito utilizado entre os Engenheiros Cíveis projetistas de SEs para o dimensionamento destas estruturas. Pode-se, assim, concluir que os objetivos foram alcançados e permitiram a ampliação da visão sobre as possibilidades de atuação e metodologias a serem utilizadas, através do desenvolvimento do presente trabalho.

A partir da obtenção dos esforços atuantes sobre equipamentos e estruturas de suporte, e consequente ações nas fundações, pôde-se concluir que as forças advindas dos esforços transversais, que resultam nos momentos, têm como consequência os deslocamentos horizontais e maior probabilidade de causar instabilidade na fundação, através do tombamento da estrutura.

Além disso, o dimensionamento de dois equipamentos distintos, TC e TPC, possibilitou uma comparação direta entre seus resultados, de modo a entender que apesar do esforço normal significativamente maior do primeiro em relação ao segundo, aproximadamente 35% mais pesado, o fato do solo da região ser majoritariamente composto por argila silto-arenosa ou silte argilo-arenoso nas primeiras camadas, e a adoção dos parâmetros geotécnicos serem os mesmos para ambos, existiu uma pequena diferença entre os respectivos deslocamentos verticais. O que também vem a corroborar para a afirmativa sobre a significância dos esforços transversais na fundação.

O uso do Método Russo possibilitou uma aplicação direta entre a adoção dos valores dos coeficientes de reação horizontal e vertical, por meio de correlações empíricas, e os deslocamentos na fundação. Isto porque o método considera o comportamento linear-elástico do solo e possibilita que as tensões de contato sejam proporcionais aos deslocamentos da fundação. Este fato, apesar de possibilitar a simplificação do processo de cálculo do tubulão, merece um ponto de atenção, para que não ocorra um subdimensionamento da fundação e, por consequência, sua instabilidade.

Foi possível observar que as pequenas diferenças entre as dimensões se deram muito em função da forma de instalação dos equipamentos, já que os esforços transversais maiores no TC

foram resultado da consideração dobrada dos esforços de curto-circuito, peso e vento nos condutores. Assim, há uma contribuição significativa da compreensão de projetos inerentes à atuação dos engenheiros eletricitistas em subestações, mas que servem como base e subsídio para a dominância de aspectos muito particulares das SEs e posterior concepção dos projetos civis.

Ressalta-se que o uso de tubulões curtos em subestações é comum e que dada a quantidade de equipamentos dispostos sobre toda área do pátio e a facilidade de reprodução durante a execução, muitas vezes são consideradas fundações iguais para a maioria dos equipamentos instalados sobre estruturas de suporte. Desta forma, este trabalho ratifica esta adoção, sugerindo que para estes dois equipamentos a fundação tenha geometria calculada para a situação mais desfavorável e que possa atender à ambos os equipamentos, ou seja, com largura de fuste de 1,0m e comprimento de 2,30m.

5.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Em consequência da importância do trabalho e da vasta possibilidade de explorar os estudos dentro do campo geotécnico aplicado às subestações elétricas, seguem as seguintes recomendações para possíveis futuros trabalhos:

- Elaborar o dimensionamento geotécnico de fundações para diferentes tipos de equipamentos de pátio, de forma a ampliar a análise sobre os esforços atuantes na fundação e a forma de instalação/conexão dos equipamentos;
- Avaliar os impactos de diferentes condições do solo, como presença de água e maior heterogeneidade, na estabilidade e resistência da fundação em tubulão.
- Estabelecer uma comparação entre o uso de uma estrutura de suporte metálica, para os mesmos equipamentos, e como esta adoção interfere na obtenção dos esforços e consequente dimensionamento da fundação.
- Retro analisar o solo para obtenção dos parâmetros através de ensaios laboratoriais e avaliar o impacto da adoção de características empíricas no dimensionamento de fundações.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Regras de Procedimento de Distribuição (PRODIST) - Módulo 3**. 7ª. ed. Brasília: ANEEL, 2017.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 2ª. ed. São Paulo: Blücher LTDA, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6935: seccionador, chaves de terra e aterramento rápido**. Rio de Janeiro. 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, p. 66. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações de segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2010.
- AYADURAI, V. **Substation Desing / Application Guide**. C. Eng, FIEE. Colombo, p. 405. 2004.
- AZEVEDO, C. P. B. **Avaliação da Confiabilidade de Fundações de Torres Estaiadas em Linhas de Transmissão**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, p. 150. 2007.
- AZEVEDO, M. P. **Arranjos de Subestações de Alta Tensão**. Monografia (Graduação) - Departamento de Engenharia Elétrica, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Belo Horizonte , p. 76. 2015.
- BEN - BALANÇO ENERGÉTICO NACIONAL. **Matriz Energética Nacional 2022**. [S.l.]. Rio de Janeiro, RJ, 2021.
- BLESSMANN, J. **O Vento na Engenharia Estrutural**. 2ª. ed. Porto Alegre: UFRGS Editora, 2013.
- BRONZATTO, A. F. L. **Esforços de Vento em Estruturas Esbeltas para Telecomunicações: Comparações entre as Análises estatística e Dinâmica Proposta pela NBR 6123/1988**. Monografia (Graduação), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 81. 2012.
- BUDHU, M. **Soil Mechanics and Foundations**. 3ª. ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2011.
- CARLETO, N. **Subestações Elétricas**. 1ª. ed. Brasília: NT Editora, 2017.

CHESF. **Especificação Técnica: Projetos Eletromecânicos de Subestações**. [S.l.]. Recife, PE, 2019.

CIGRÉ. **Technical Brochure 105: The Mechanical Effects of Short-circuit Currents in Open-Air Substations (Rigid and Flexible Bus-Bars)**. Paris: CIGRÉ, v. 2, 1996.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

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

COSTA, B. M. **Análise de Custo de Fundações para Subestações de Energia Elétrica em Relação ao Tipo de Solo Encontrado no Local de Construção**. Monografia (Graduação), Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, p. 99. 2019.

COSTA, J. C. O. **Equipamentos Elétricos em Subestações**. Notas de Aula: Capacitação de profissionais integrantes dos órgãos gestores de recursos hídricos do Estado do Ceará para o PISF. Brasília, p. 45. 2011.

COSTA, W. D.; SANTOS, M. A. V.; COSTA FILHO, W. D. **Novos Elementos Sobre a Geologia e Hidrogeologia do Município do Recife**. Anais do XV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. [S.l.]: ABAS (Associação Brasileira de Águas Subterrâneas). 2008. p. 20.

DANTAS, J. R. A.; LIMA FILHO, C. A. **Síntese da Geologia de Pernambuco**. Boletim da DNPM (Departamento Nacional de Produção Mineral). [S.l.]. 2007.

DARONCO, G. C. **Dimensionamento de Barramentos Flexíveis de Alumínio para Subestações de Alta Tensão Isoladas a Ar**. Monografia (Graduação), Departamento de Ciências Exatas e Engenharia, Universidade Regional do Nordeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, p. 162. 2016.

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas**. In: HACHICH, W., et al. **Fundação: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 8.1, p. 265-301.

ENERDATA. **World Energy & Climate Statistics - Yearbook 2022**. Disponível em: <<http://yearbook.enerdata.net>>. Acesso em: 11 de agosto de 2022.

ENERGISA. **Norma de Transmissão Unificada – NTU 005: critérios para elaboração de projetos de subestações**. [S.l.]. João Pessoa, Paraíba, 2017.

EPE - EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. **Estudo Para a Expansão da Transmissão - Análise Técnico-Econômica de Alternativas: Estudo para Escoamento de Geração na SE Suape II**. Ministério de Minas e Energia. Rio de Janeiro, p. 120. 2017.

FARIA, H. J. D. **Cálculo de Barramento em Subestações**. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, p. 96. 2009.

FERREIRA, G. S. **Análise, Dimensionamento e Comparação de Diferentes Soluções de Fundações para Torres de Grande Altura**. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, p. 213. 2014.

FRONTIN, S. O. **Equipamentos de Alta Tensão: Prospecção e Hierarquização de Inovações Tecnológicas**. 1ª. ed. Brasília: Teixeira, 2013.

HECK, I. S. **Cálculo de Esforços em Barramentos Flexíveis Causados por Correntes de Curto-circuito**. Monografia (Graduação), Departamento de Engenharia Elétrica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 118. 2017.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Estimativas da População**. [S.l.]. Rio de Janeiro, RJ, 2021.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. **IEC 60865-1: Short-circuit currents - Calculation of effects - Part 1: Definitions and calculation methods**. Geneve. 2011.

KEMPNER, L. J. (Ed.). **Substation Structure Design Guide (ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, nº 113)**. Reston, Virginia: ASCE - American Society of Civil Engineers, v. II, 2008.

LEÃO, R. **GTD - Geração, Transmissão e Distribuição de Energia Elétrica**. Apostila (Notas de Aula), Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, p. 38. 2009.

LIMA, A. O. **Estudo Medidas para Controle Ambiental em Subestações de Energia Elétricas**. Dissertação (Mestrado), Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, p. 80. 2008.

LIMA, H. R. D. S. M. P. **Cálculo de Esforços Eletromecânicos de Barramentos/Condutores Flexíveis**. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Eletrotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto. Porto, p. 160. 2022.

MARTINS, C. V. A. **Formulário para Cálculo de Tubulões Curtos**. Engenheiro da Companhia Docas da Paraíba. João Pessoa, p. 4. 1997.

MEIRELES, D. **Aplicabilidade de Subestações Compactas Isoladas a Gás em Grandes Centros Urbanos: Proposta de Procedimento Aplicado à Expansão do Sistema Elétrico**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Elétrica, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, p. 85. 2010.

MELLO, V. F. B. **The Standard Penetration Test**. 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Juan, Puerto Rico: [s.n.]. 1971. p. 1-86.

MME - MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Boletim Mensal de Monitoramento do Sistema Elétrico – Novembro/2022**. [S.l.]. Brasília, 2022.

MME - MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Plano Decenal de Expansão de Energia 2023**. Brasília: MME/EPE, 2021.

MONTEIRO, P. R. D. **Subestações: Tipos, Equipamentos e Proteção**. Rio de Janeiro: CEFET/RJ, 1999.

MONTEIRO, P. R. D.; MIRANDA, J. M. Arranjo de subestação: um estudo de revisão bibliográfica. **Research, Society and Development**, Rio de Janeiro, v. 10, n. 14, p. 1-12, novembro, 2011.

MUZY, G. L. C. O. **Subestações Elétrica**. Monografia (Dissertação), Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 120. 2012.

NARDELLI, A. **Dimensionamento Geotécnico de Fundações Rígidas Submetidas a Esforços de Tombamento em Subestações de Energia Elétrica: Estudo de Caso Subestação Desterro 230/180 kV**. Monografia (Dissertação), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 157. 2016.

NASCIMENTO, M. A. L. **Geologia, Geocronologia, Geoquímica e Petrogênese das Rochas Ígneas Cretáceas da Província Magmática do Cabo e Suas Relações com as Unidades Sedimentares da Bacia de Pernambuco (NE do Brasil)**. Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Geodinâmica e Geofísica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, p. 302. 2003.

NETO, A. D. F. N.; VARGAS, M. Histórias das fundações. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 1, p. 17-50.

OPERADOR NACIONAL DO SISTEMA (ONS). **Procedimento de Rede - Submódulo 2.6: Requisitos Mínimos para Subestações e seus Equipamentos**. [S.l.]. 2021.

PINTO, C. P. J. **Análise de Estrutura com Interação Solo-Estrutura e as Molas de Winkler**. Monografia (Graduação), Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, p. 118. 2021.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUARESMA, A. R. et al. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 3, p. 119-162.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4ª. ed. São Paulo: Zigurate, 2008.

SILVA, A. J. N.; CARVALHO, F. G. Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro. **Revista Brasileira de Ciências do Solo**, Viçosa, Brasil, v. 31, nº 5, p. 852-862, 2007.

SILVA, F. **Análise de Metodologia de Cálculo de Estruturas de Subestações Isoladas a Ar com Barramentos Flexíveis**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Elétrica, Universidade Federal de Itajubá. Itajubá, p. 173. 2018.

SILVA, F. D. A. **A Atuação do Engenheiro Civil na Elaboração de Projetos para uma Subestação de Alta Tensão em um Complexo Eólico**. Monografia (Graduação), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, p. 55. 2022.

SILVA, L. G. **Influência das Características Geotécnicas dos Solos no Dimensionamento das Fundações das Estruturas Metálicas Pertencentes a Linhas de Transmissão de Energia Elétrica: Estudo de Caso**. Monografia (Graduação), Universidade do Sul de Santa Catarina. Palhoça, p. 143. 2020.

SOUZA, F. **Sistema para Monitoração da Operação de Chaves Seccionadoras de Alta Tensão Baseado na Análise das Correntes do Motor de Acionamento**. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Elétrica, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, p. 111. 2002.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7, p. 227-264.

TIMERMAN, J. **Cálculo de Tubulões Curtos**. Revista Estrutura, n. 90. [S.l.]. 1980.

TISOTT, A. **Estudo do Uso de Barramentos Rígidos em Subestações**. Monografia (Graduação), Departamento de Engenharia Elétrica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 40. 2011.

VALE, J. V. D. C. **Projeto de Subestação 69/13,8 kV da UFC-Campus do PICI**. Monografia (Dissertação), Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, p. 207. 2011.

VELLOSO, A.; SANTA MARIA, P. E. L.; LOPES, R. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, W., et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 4, p. 163-196.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, v. Completo, 2010.

ZOPPETTI, G. **Redes Electricas de Altas y Baja Tension**. 5ª. ed. Barcelona, Espanha: Gustavo Geli, 1972.

APÊNDICE A – PLANILHAS DE CÁLCULO

A.2. TUBULÃO CURTO - MÉTODO RUSSO

A.2.1. Dados Iniciais

Equipamento	TC
Tentativa	Primeira

A.2.2. Esforços

V (kgf)	2864,00
H _x (kgf)	436,50
H _y (kgf)	88,00
M _x (kgf.m)	769,90
M _y (kgf.m)	2591,40
H (kgf)	445,28
M (kgf.m)	2703,35

A.2.3. Dados Geométricos do Tubulão

D _b (m)	1,00
D _f (m)	1,00
L (m)	1,50
G (m)	0,00
A _b (m ²)	0,79
I (m ⁴)	0,05

A.2.4. Dados do Material do Tubulão

F _{ek} (kgf/cm ²)	250,00
Peso Específico (kgf/m ³)	2500,00
f _{yk} (kgf/cm ²)	5000,00
d' (cm)	4,00
αE (Item 8.2.8 da NBR 6118/2014)	0,90
E (kgf/cm ²)	252000,00

A.2.5. Parâmetros do Solo

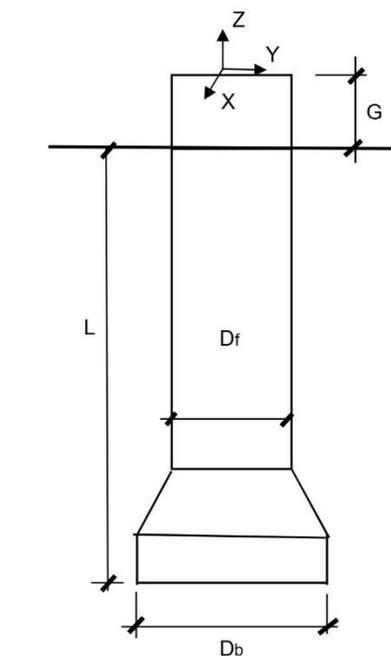
K _v (kgf/m ³)	4000000,00
P _n (kgf/m ³)	1700,00
N _h (kgf/m ³)	200000,00
α (°)	25,00
σ _{adm} (kgf/cm ²)	4,00
FS	1,50
K _h (kgf/m ³)	1600000,00
K _a	0,41
K _p	2,46
Peso próprio do tubulão - W _v (kgf)	2945,24
Peso próprio do solo sobre o tubulão - W _s (kgf)	0,00

A.2.6. Verificação da Rigidez do Tubulão

$$Z = \frac{L}{T} \quad , \text{ onde } T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad e \quad l = \frac{\pi D_f^4}{64}$$

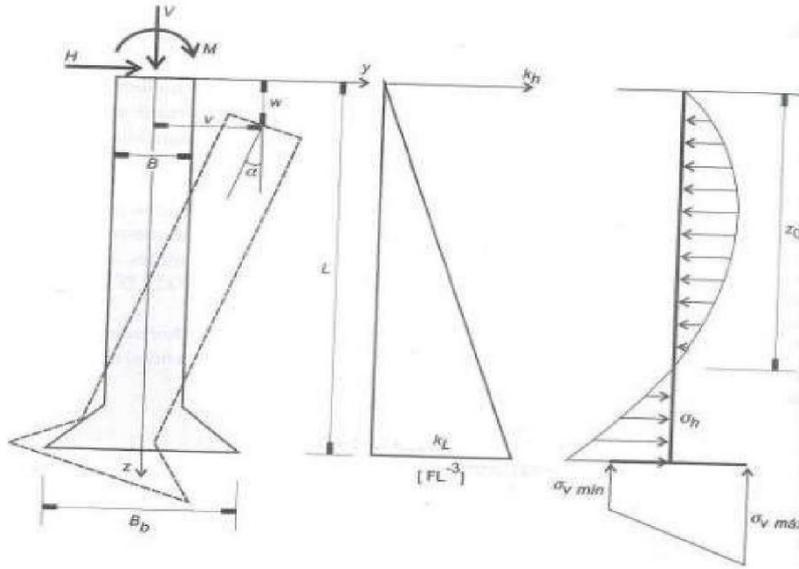
T	3,62
Z	0,41

TUBULÃO SERÁ CURTO CASO $Z \leq 4$, LOGO:



TUBULÃO É CURTO

A.2.7. Esquema do Método



A.2.7.1. Obtenção dos Deslocamentos

$$\alpha = \frac{2HL + 3M}{\frac{K_h L^3 D_f}{12} + \frac{3K_v A_b D_b^2}{16}} \quad v = \frac{2H}{K_h L D_f} + \frac{2L\alpha}{3} \quad \omega = \frac{V_t}{K_v A_b}, \text{ onde } V_t = V + W_v$$

ANGULAR - a (rad)	0,0091
HORIZONTAL - u (m)	0,0095
VERTICAL - w (m)	0,0018

A.2.7.2. Tensão Lateral Máxima - σ_L (kgf/m²)

$$\sigma_L = \frac{K_h y^2 \alpha}{L} - \frac{K_h y v}{L}, \text{ para } y = \frac{v}{2\alpha} \text{ e } y = L$$

VERIFICAÇÃO:

$$\frac{(\sigma_{L,pas} - \sigma_{L,ativ})}{FS} = \frac{P_n L (K_p - K_a)}{FS}$$

Para $y = u / 2a$, sL (kgf/m ²):	2626,18	OK	σ_{Lmax} 3498,69 kgf/m ²
Para $y = L$, sL (kgf/m ²):	6679,02	NÃO	
Ponto de Tensão Máxima - y (m)		1,50	

A.2.7.3. Tensão de Base - σ_b (kgf/cm²)

$$\sigma_b = \frac{V_t}{A_b} \pm \frac{K_v D_b \alpha}{2}$$

VERIFICAÇÃO:

$$(1,3 S_{adm} > S_b)$$

sb1 (kgf/cm ²)	2,56	OK
sb2 (kgf/cm ²)	1,08	OK

A.2.8. Verificação do Deslocamento Máximo Angular (kgf/m²)

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{100}$$

tan a	9,09E-03	OK
-------	----------	----

A.2.9. Verificação da Estabilidade

$$\sigma_{Lmax} \leq \frac{P_n Z (K_p - K_a)}{FS}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{2}$$

$$1,3\sigma_{adm} \geq \sigma_{bmax}$$

TENSÃO LATERAL (kgf/cm ²)	$\sigma_{Lmax} \leq 0,35$	NÃO
TENSÕES DE BASE (kgf/cm ²)	$\sigma_{adm} \geq 1,82$	OK
	$1,3\sigma_{adm} \geq 2,56$	OK

A.2. TUBULÃO CURTO - MÉTODO RUSSO

A.2.1. Dados Iniciais

Equipamento	TC
Tentativa	Segunda

A.2.2. Esforços

V (kgf)	2864,00
Hx (kgf)	436,50
Hy (kgf)	88,00
Mx (kgf.m)	769,90
My (kgf.m)	2591,40
H (kgf)	445,28
M (kgf.m)	2703,35

A.2.3. Dados Geométricos do Tubulão

Db (m)	1,00
Df (m)	1,00
L (m)	2,30
G (m)	0,00
Ab (m ²)	0,79
I (m ⁴)	0,05

A.2.4. Dados do Material do Tubulão

Fck (kgf/cm ²)	250,00
Peso Específico (kgf/m ³)	2500,00
fyk (kgf/cm ²)	5000,00
d' (cm)	4,00
aE (Item 8.2.8 da NBR 6118/2014)	0,90
E (kgf/cm ²)	252000,00

A.2.5. Parâmetros do Solo

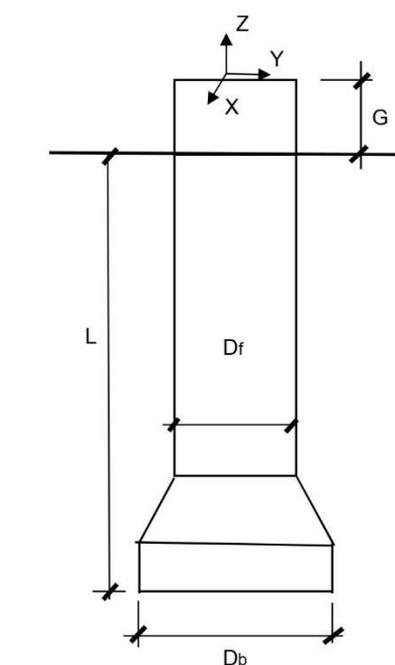
Kv (kgf/m ³)	4000000,00
Pn (kgf/m ³)	1700,00
Nh (kgf/m ³)	200000,00
ø (°)	25,00
σ _{adm} (kgf/cm ²)	2,80
FS	1,50
Kh (kgf/m ³)	1600000,00
Ka	0,41
Kp	2,46
Peso próprio do tubulão - Wv (kgf)	4516,04
Peso próprio do solo sobre o tubulão - Ws (kgf)	0,00

A.2.6. Verificação da Rigidez do Tubulão

$$Z = \frac{L}{T} \quad , \text{ onde } T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad e \quad I = \frac{\pi D_f^4}{64}$$

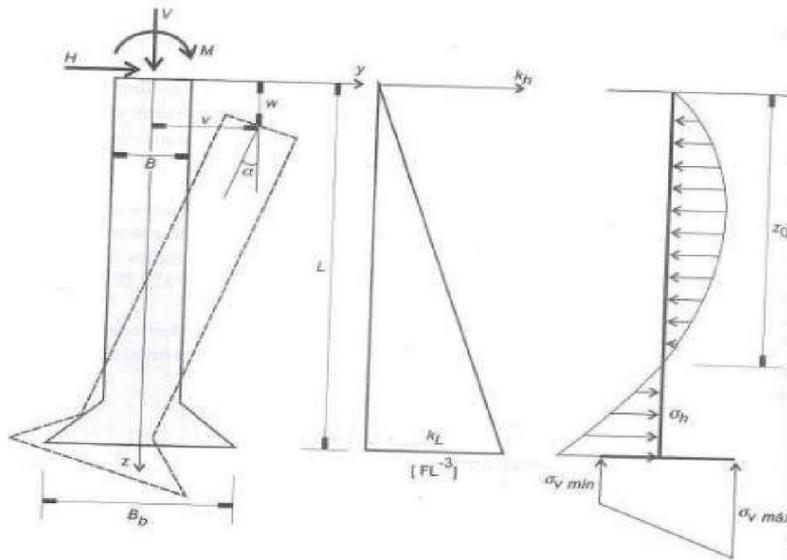
T	3,62
Z	0,64

TUBULÃO SERÁ CURTO CASO $Z \leq 4$, LOGO:



TUBULÃO É CURTO

A.2.7. Esquema do Método



A.2.7.1. Obtenção dos Deslocamentos

$$\alpha = \frac{2HL + 3M}{\frac{K_h L^3 D_f}{12} + \frac{3K_v A_b D_b^2}{16}} \quad v = \frac{2H}{K_h L D_f} + \frac{2L\alpha}{3} \quad \omega = \frac{V_t}{K_v A_b}, \text{ onde } V_t = V + W_V$$

ÂNGULAR - a (rad)	0,0046
HORIZONTAL - u (m)	0,0073
VERTICAL - w (m)	0,0023

A.2.7.2. Tensão Lateral Máxima - σ_L (kgf/m²)

$$\sigma_L = \frac{K_h y^2 \alpha}{L} - \frac{K_h y v}{L}, \text{ para } y = \frac{v}{2\alpha} \text{ e } y = L$$

VERIFICAÇÃO:

$$\frac{(\sigma_{L,pas} - \sigma_{L,ativ})}{FS} = \frac{P_n L (K_p - K_a)}{FS}$$

Para $y = u / 2\alpha$, σ_L (kgf/m ²):	2009,64	OK	σ_{Lmax} 5364,66 kgf/m ²
Para $y = L$, σ_L (kgf/m ²):	5247,86	OK	
Ponto de Tensão Máxima - y (m)		2,30	

A.2.7.3. Tensão de Base - σ_b (kgf/cm²)

$$\sigma_b = \frac{V_t}{A_b} \pm \frac{K_v D_b \alpha}{2}$$

VERIFICAÇÃO:
 $(1,3 S_{adm} > S_b)$

sb1 (kgf/cm ²)	1,86	OK
sb2 (kgf/cm ²)	0,02	OK

A.2.8. Verificação do Deslocamento Máximo Angular (kgf/m²)

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{100}$$

tan a	4,59E-03	OK
-------	----------	----

A.2.9. Verificação da Estabilidade

$$\sigma_{Lmax} \leq \frac{P_n Z (K_p - K_a)}{FS}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{2}$$

$$1,3\sigma_{adm} \geq \sigma_{bmax}$$

TENSÃO LATERAL (kgf/cm ²)	$\sigma_{Lmax} \leq 0,54$	OK
TENSÕES DE BASE (kgf/cm ²)	$\sigma_{adm} \geq 0,94$	OK
	$1,3\sigma_{adm} \geq 1,86$	OK

A.3. TUBULÃO CURTO - MÉTODO RUSSO

A.3.1. Dados Iniciais

Equipamento	TPC
Tentativa	Primeira

A.3.2. Esforços

V (kgf)	1862,00
Hx (kgf)	366,80
Hy (kgf)	44,00
Mx (kgf.m)	385,80
My (kgf.m)	2193,40
H (kgf)	369,43
M (kgf.m)	2227,07

A.3.3. Dados Geométricos do Tubulão

Db (m)	1,00
Df (m)	1,00
L (m)	1,50
G (m)	0,00
Ab (m ²)	0,79
I (m ⁴)	0,05

A.3.4. Dados do Material do Tubulão

Fck (kgf/cm ²)	250,00
Peso Específico (kgf/m ³)	2500,00
fyk (kgf/cm ²)	5000,00
d' (cm)	4,00
aE (Item 8.2.8 da NBR 6118/2014)	0,90
E (kgf/cm ²)	252000,00

A.3.5. Parâmetros do Solo

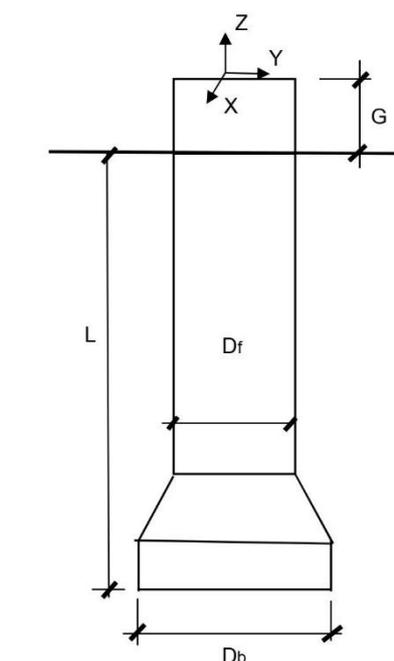
Kv (kgf/m ³)	4000000,00
Pa (kgf/m ³)	1700,00
Nh (kgf/m ³)	200000,00
φ (°)	25,00
σ _{adm} (kgf/cm ²)	3,00
FS	1,50
Kh (kgf/m ³)	1600000,00
Ka	0,41
Kp	2,46
Peso próprio do tubulão - Wv (kgf)	2945,24
Peso próprio do solo sobre o tubulão - Ws (kgf)	0,00

A.3.6. Verificação da Rigidez do Tubulão

$$Z = \frac{L}{T} \quad , \text{ onde } T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad e \quad I = \frac{\pi D_f^4}{64}$$

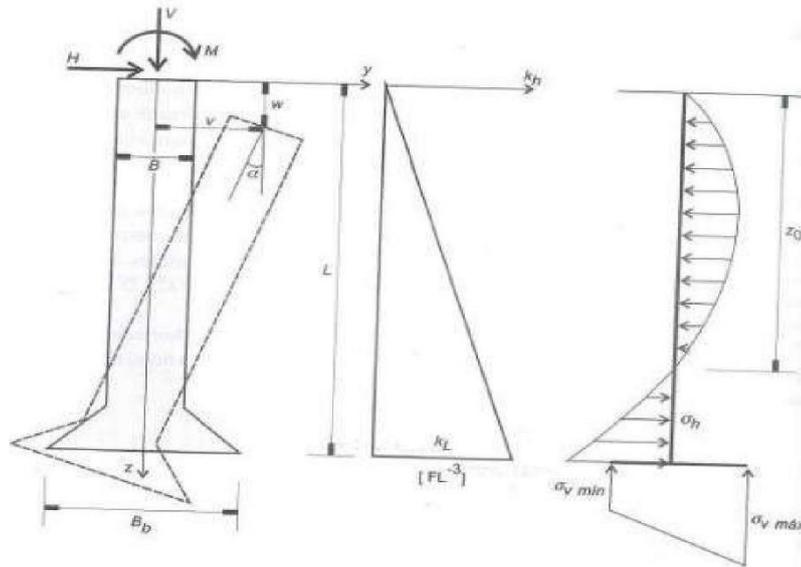
T	3,62
Z	0,41

TUBULÃO SERÁ CURTO CASO $Z \leq 4$, LOGO:



TUBULÃO É CURTO

A.3.7. Esquema do Método



A.3.7.1. Obtenção dos Deslocamentos

$$\alpha = \frac{2HL + 3M}{\frac{K_h L^3 D_f}{12} + \frac{3K_v A_b D_b^2}{16}} \quad v = \frac{2H}{K_h L D_f} + \frac{2L\alpha}{3} \quad \omega = \frac{V_t}{K_v A_b}, \text{ onde } V_t = V + W_V$$

ÂNGULAR - α (rad)	0,0075
HORIZONTAL - u (m)	0,0078
VERTICAL - w (m)	0,0015

A.3.7.2. Tensão Lateral Máxima - σ_L (kgf/m²)

$$\sigma_L = \frac{K_h y^2 \alpha}{L} - \frac{K_h y v}{L}, \text{ para } y = \frac{v}{2\alpha} \text{ e } y = L$$

VERIFICAÇÃO:

$$\frac{(\sigma_{L,pas} - \sigma_{L,ativ})}{FS} = \frac{P_n L (K_p - K_a)}{FS}$$

Para $y = u / 2\alpha$, sL (kgf/m ²):	2166,70	OK	σ_{Lmax} 3498,69 kgf/m ²
Para $y = L$, sL (kgf/m ²):	5504,84	NÃO	
Ponto de Tensão Máxima - y (m)		1,50	

A.3.7.3. Tensão de Base - σ_b (kgf/cm²)

$$\sigma_b = \frac{V_t}{A_b} \pm \frac{K_v D_b \alpha}{2}$$

VERIFICAÇÃO:

$$(1,3 S_{adm} > S_b)$$

sb1 (kgf/cm ²)	2,11	OK
sb2 (kgf/cm ²)	0,89	OK

A.3.8. Verificação do Deslocamento Máximo Ângular (kgf/m²)

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{100}$$

$\tan \alpha$	7,50E-03	OK
---------------	----------	----

A.3.9. Verificação da Estabilidade

$$\sigma_{Lmax} \leq \frac{P_n Z (K_p - K_a)}{FS} \quad \sigma_{adm} \geq \frac{\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{2} \quad 1,3\sigma_{adm} \geq \sigma_{bmax}$$

TENSÃO LATERAL (kgf/cm ²)	$\sigma_{Lmax} \leq 0,35$	NÃO
TENSÕES DE BASE (kgf/cm ²)	$\sigma_{adm} \geq 1,50$	OK
	$1,3\sigma_{adm} \geq 2,11$	OK

A.4. TUBULÃO CURTO - MÉTODO RUSSO

A.4.1. Dados Iniciais

Equipamento	TPC
Tentativa	Segunda

A.4.2. Esforços

V (kgf)	1862,00
Hx (kgf)	366,80
Hy (kgf)	44,00
Mx (kgf.m)	385,80
My (kgf.m)	2193,40
H (kgf)	369,43
M (kgf.m)	2227,07

A.4.3. Dados Geométricos do Tubulão

Db (m)	1,00
Df (m)	1,00
L (m)	2,10
G (m)	0,00
Ab (m ²)	0,79
I (m ⁴)	0,05

A.4.4. Dados do Material do Tubulão

Fek (kgf/cm ²)	250,00
Peso Específico (kgf/m ³)	2500,00
f _{yk} (kgf/cm ²)	5000,00
d' (cm)	4,00
aE (Item 8.2.8 da NBR 6118/2014)	0,90
E (kgf/cm ²)	252000,00

A.4.5. Parâmetros do Solo

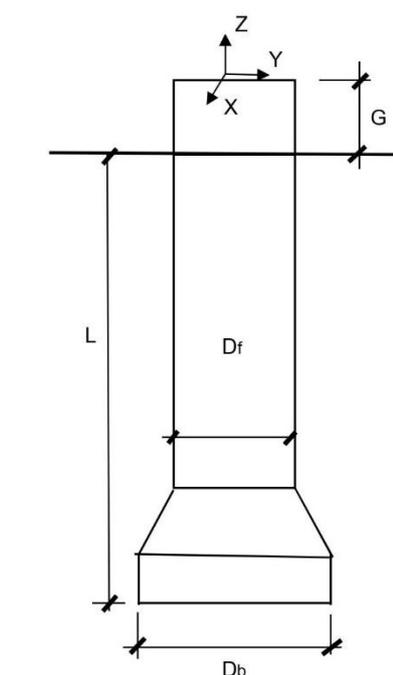
K _v (kgf/m ³)	4000000,00
P _n (kgf/m ³)	1700,00
N _h (kgf/m ³)	200000,00
σ (°)	25,00
σ _{adm} (kgf/cm ²)	2,60
FS	1,50
K _h (kgf/m ³)	1600000,00
K _a	0,41
K _p	2,46
Peso próprio do tubulão - W _v (kgf)	4123,34
Peso próprio do solo sobre o tubulão - W _s (kgf)	0,00

A.4.6. Verificação da Rigidez do Tubulão

$$Z = \frac{L}{T} \quad , \text{ onde } T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad e \quad I = \frac{\pi D_f^4}{64}$$

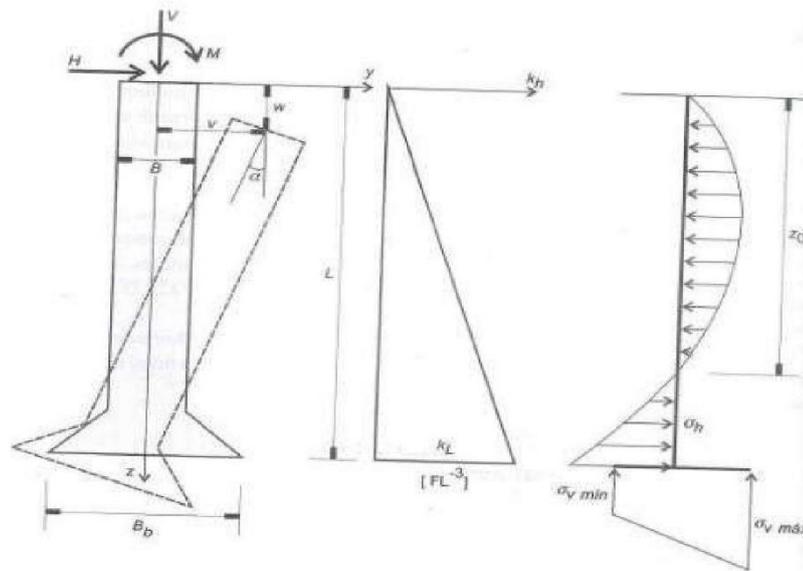
T	3,62
Z	0,58

TUBULÃO SERÁ CURTO CASO $Z \leq 4$, LOGO:



TUBULÃO É CURTO

A.4.7. Esquema do Método



A.4.7.1. Obtenção dos Deslocamentos

$$\alpha = \frac{2HL + 3M}{\frac{K_h L^3 D_f}{12} + \frac{3K_v A_b D_b^2}{16}} \quad v = \frac{2H}{K_h L D_f} + \frac{2L\alpha}{3} \quad \omega = \frac{V_t}{K_v A_b}, \text{ onde } V_t = V + W_v$$

ANGULAR - a (rad)	0,0045
HORIZONTAL - u (m)	0,0065
VERTICAL - w (m)	0,0019

A.4.7.2. Tensão Lateral Máxima - σ_L (kgf/m²)

$$\sigma_L = \frac{K_h y^2 \alpha}{L} - \frac{K_h y v}{L}, \text{ para } y = \frac{v}{2\alpha} \text{ e } y = L$$

VERIFICAÇÃO:

$$\frac{(\sigma_{L,pas} - \sigma_{L,ativ})}{FS} = \frac{P_n L (K_p - K_a)}{FS}$$

Para $y = u / 2\alpha$, sL (kgf/m ²):	1804,54	OK	σ_{Lmax} 4898,17 kgf/m ²
Para $y = L$, sL (kgf/m ²):	4703,82	OK	
Ponto de Tensão Máxima - y (m)		2,10	

A.4.7.3. Tensão de Base - σ_b (kgf/cm²)

$$\sigma_b = \frac{V_t}{A_b} \pm \frac{K_v D_b \alpha}{2}$$

VERIFICAÇÃO:

$$(1,3 S_{adm} > S_b)$$

sb1 (kgf/cm ²)	1,66	OK
sb2 (kgf/cm ²)	0,14	OK

A.4.8. Verificação do Deslocamento Máximo Angular (kgf/m²)

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{100}$$

tan a	4,51E-03	OK
-------	----------	----

A.4.9. Verificação da Estabilidade

$$\sigma_{Lmax} \leq \frac{P_n Z (K_p - K_a)}{FS}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{2}$$

$$1,3\sigma_{adm} \geq \sigma_{bmax}$$

TENSÃO LATERAL (kgf/cm ²)	$\sigma_{Lmax} \leq 0,49$	OK
TENSÕES DE BASE (kgf/cm ²)	$\sigma_{adm} \geq 0,90$	OK
	$1,3\sigma_{adm} \geq 1,66$	OK

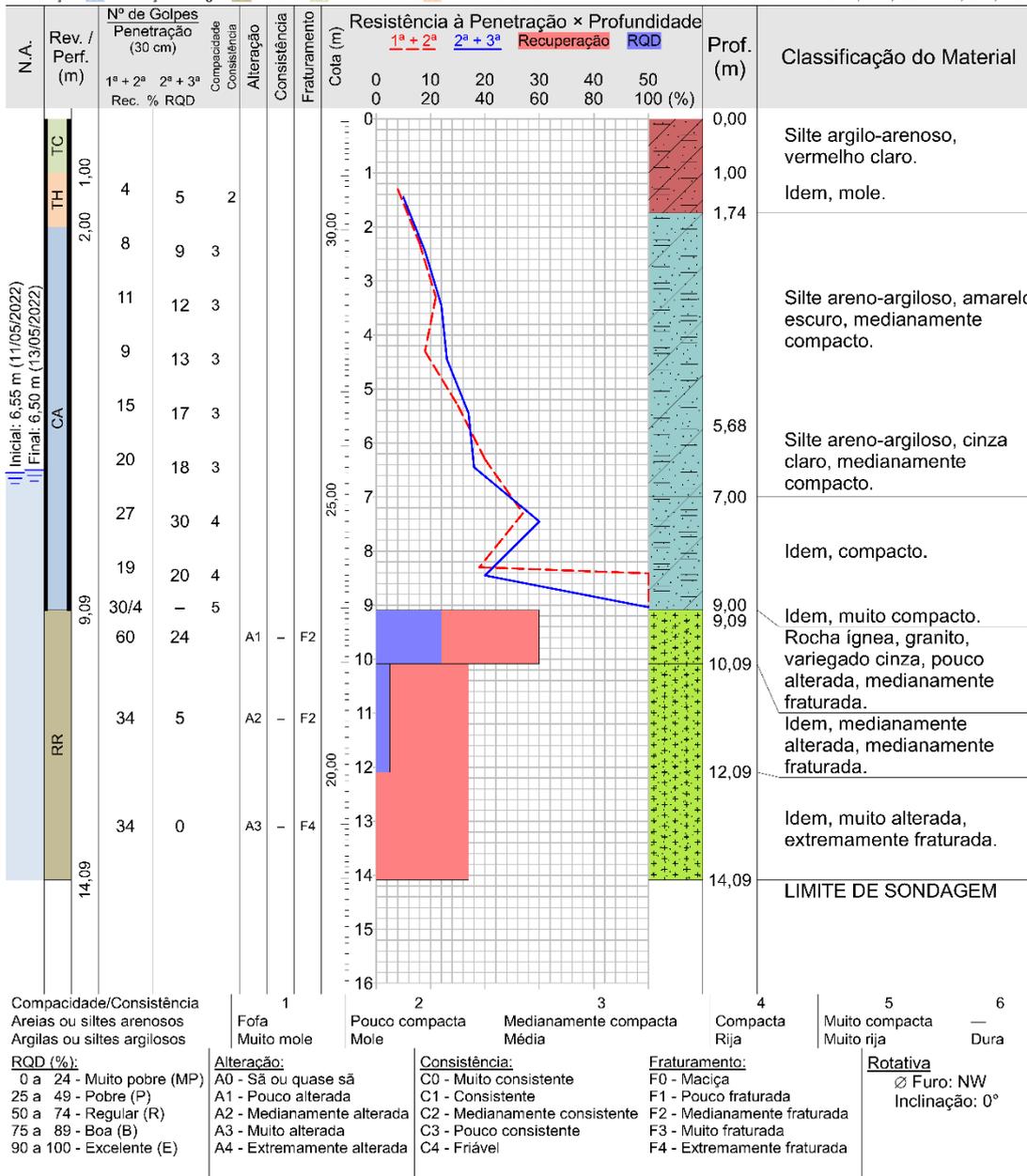
ANEXO A – RELATÓRIO SPT

0031/22

Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-001

Cliente: SUBESTAÇÃO SUAPE II Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: 32,05 m Revestimento: 9,10 m Nível d'água: 6,55 m 6,50 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água Início 10 min 20 min 30 min 9,04 m 2,5 cm 2,0 cm 0,5 cm
Ext.: 50,8 mm Int.: 34,9 mm Ø Amostrador: 78 mm Ø Revestimento: 78 mm	Perforação: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha TH-Trado Helicoidal		
Coordenadas: N 9.072.147,53 m; E 274.448,82 m; F 25S			Página 1/1 Data 10/05/2022 13/05/2022



CONFORME NBR 6484:2020/NBR 6502:1995

0031/22

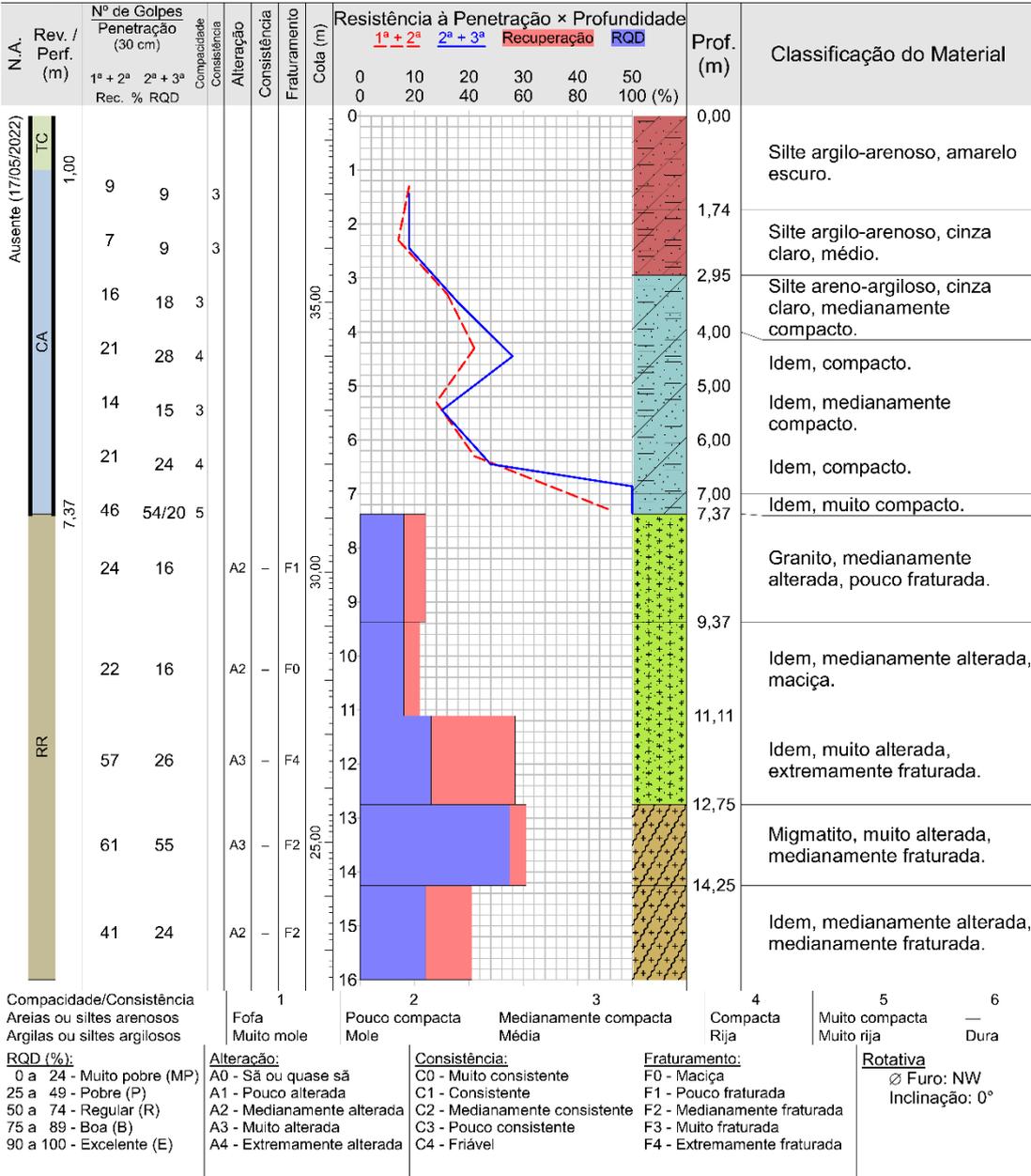
Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-002

Ciente: Página 1/2
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 12/05/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 17/05/2022

Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 38,45 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 7,40 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Escala vertical: 1:100
 Ø Revestimento: 75 mm Sistema: Manual Nível d'água: Ausente 7,35 m | 2,0 cm | 0,0 cm | 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.140,03 m; E 274.501,32 m; F 25S



CONFORME NBR 6484: 2020/NBR 6502:1995

0031/22

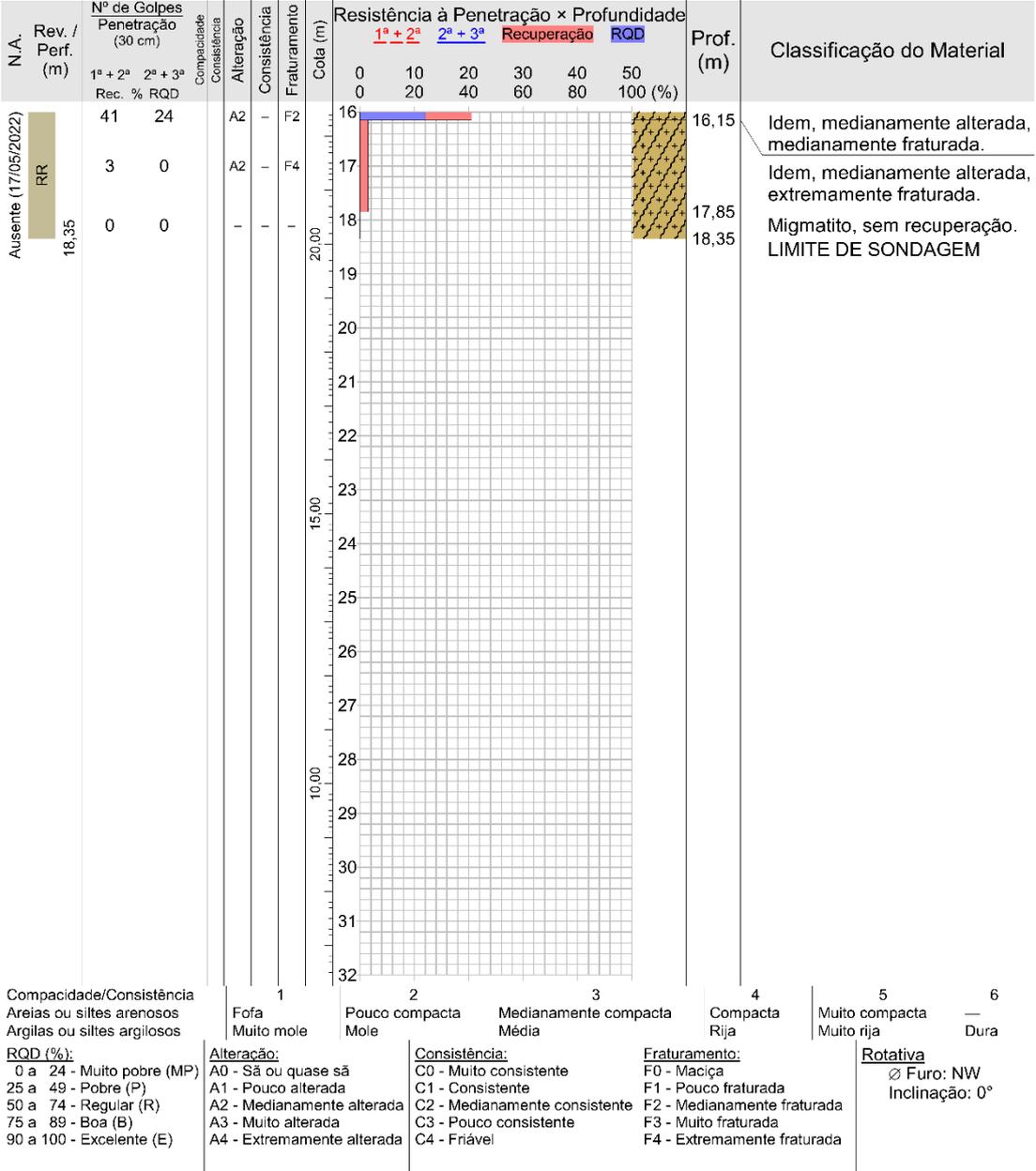
Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-002

Ciente: Página 2/2
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 12/05/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 17/05/2022

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 38,45 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 7,40 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 75 mm	Sistema: Manual	Escala vertical: 1:100	Nível d'água: Ausente	7,35 m	2,0 cm	0,0 cm	0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.140,03 m; E 274.501,32 m; F 25S



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura

RQD (%):
 0 a 24 - Muito pobre (MP)
 25 a 49 - Pobre (P)
 50 a 74 - Regular (R)
 75 a 89 - Boa (B)
 90 a 100 - Excelente (E)

Alteração:
 A0 - Sã ou quase sã
 A1 - Pouco alterada
 A2 - Medianamente alterada
 A3 - Muito alterada
 A4 - Extremamente alterada

Consistência:
 C0 - Muito consistente
 C1 - Consistente
 C2 - Medianamente consistente
 C3 - Pouco consistente
 C4 - Friável

Fratramento:
 F0 - Maciça
 F1 - Pouco fraturada
 F2 - Medianamente fraturada
 F3 - Muito fraturada
 F4 - Extremamente fraturada

Rotativa
 Ø Furo: NW
 Inclinação: 0°

0031/22

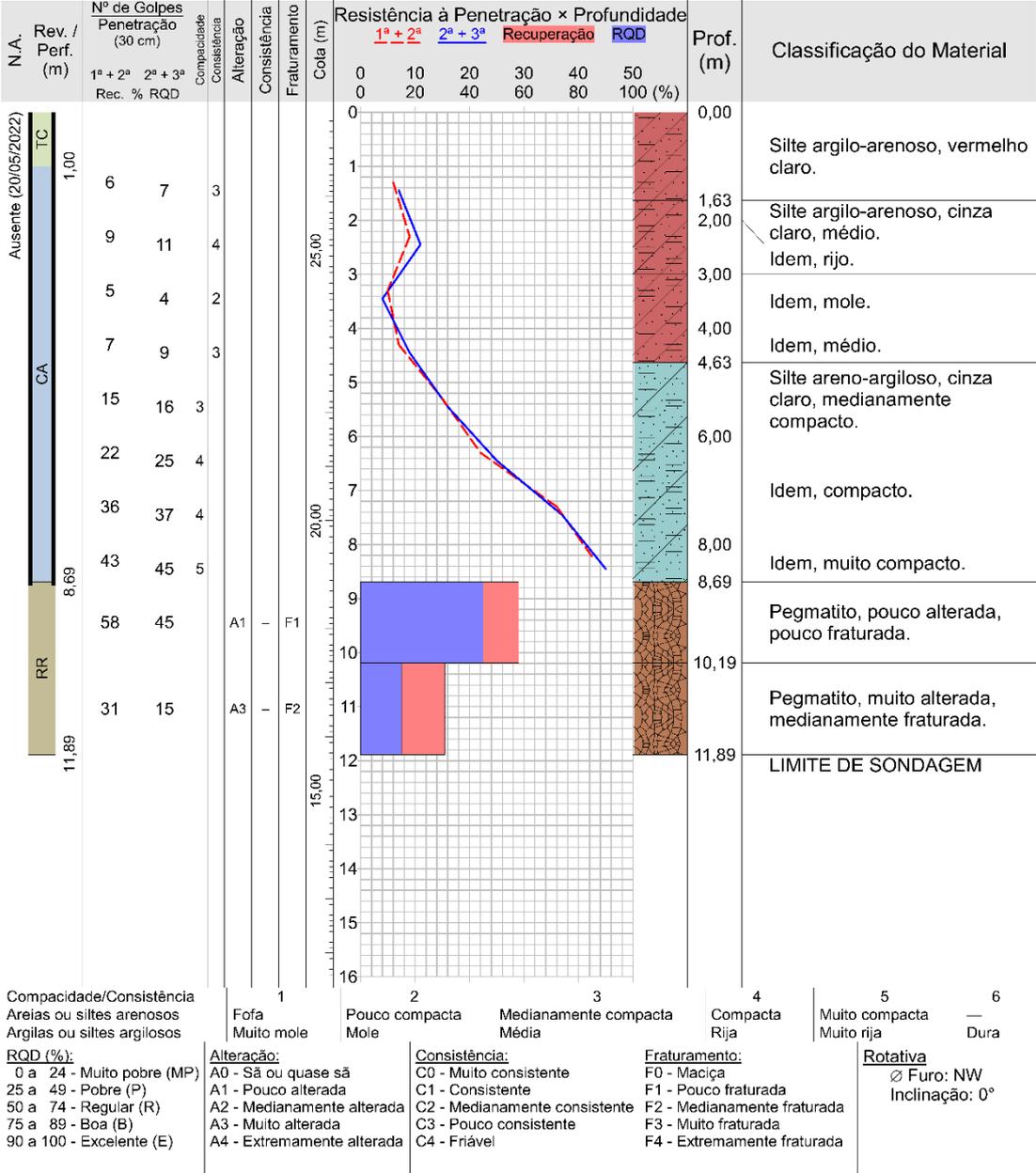
Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-003

Ciente: SUBESTAÇÃO SUAPE II
Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE
Página: 1/1
Data: 17/05/2022
20/05/2022

Ext.: 50,8 mm
Int.: 34,9 mm
Revestimento: 75 mm
Altura de queda: 75 cm
Peso: 65 kgf
Escala vertical: 1:100
Sistema: Manual
Cota da boca do furo: 27,56 m
Revestimento: 8,75 m
Nível d'água: Ausente
Ensaio de Avanço por Circulação de Água
Início 10 min 20 min 30 min
8,69 m 1,0 cm 1,0 cm 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha
Coordenadas: N 9.072.147,53 m; E 274.553,82 m; F 25S



0031/22

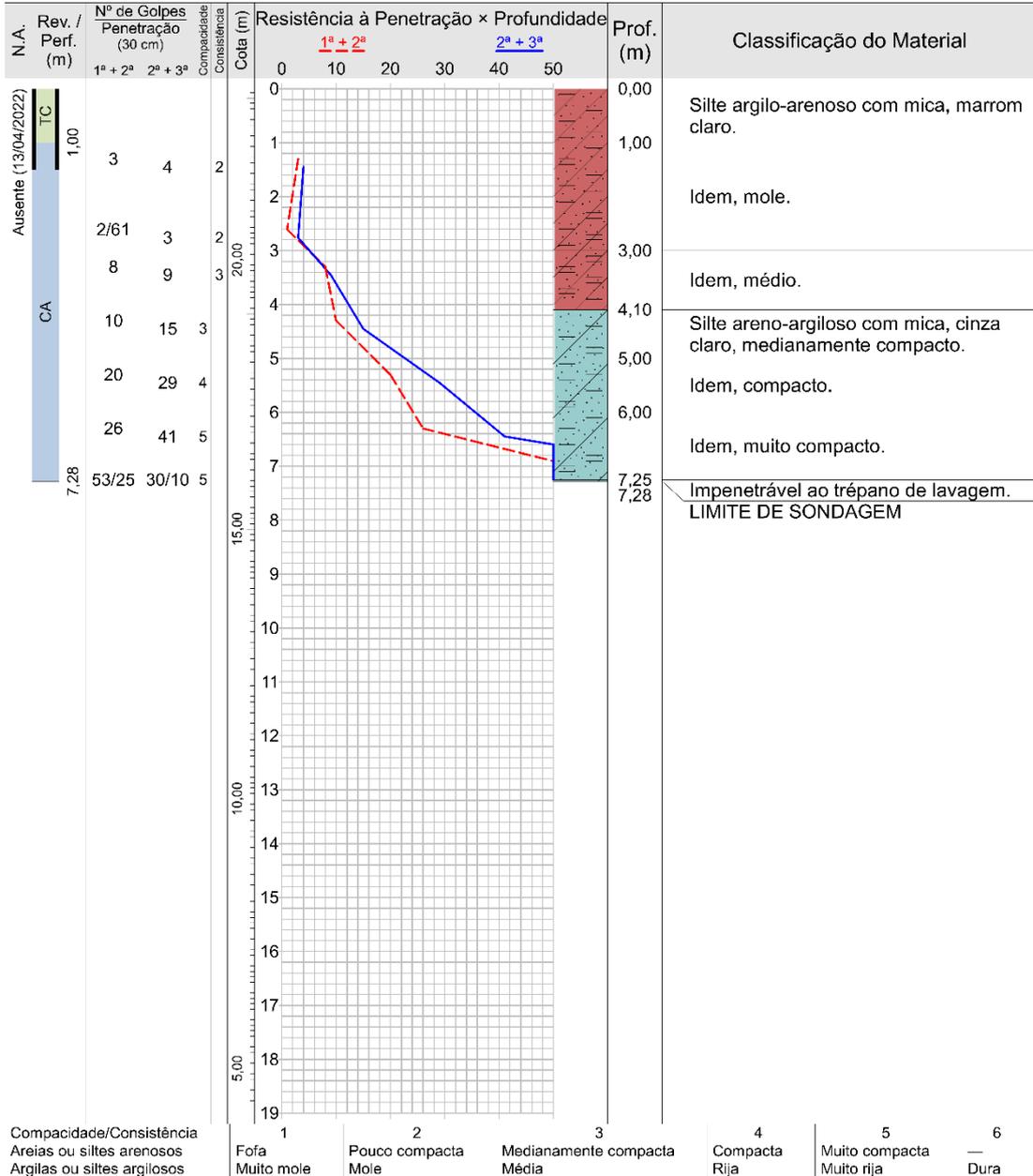
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-004

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 12/04/2022
 Local: Rod. Armínio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 13/04/2022

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 23,17 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 1,50 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Ø Revestimento: 65 mm Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual Nível d'água: Ausente 7,25 m | 2,0 cm | 1,0 cm | 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.094,53 m; E 274.393,82 m; F 25S



Compacidade/Consistência
 1 Fofa Muito mole
 2 Pouco compacta Mole
 3 Medianamente compacta Média
 4 Compacta Rija
 5 Muito compacta Muito rija
 6 Dura

0031/22

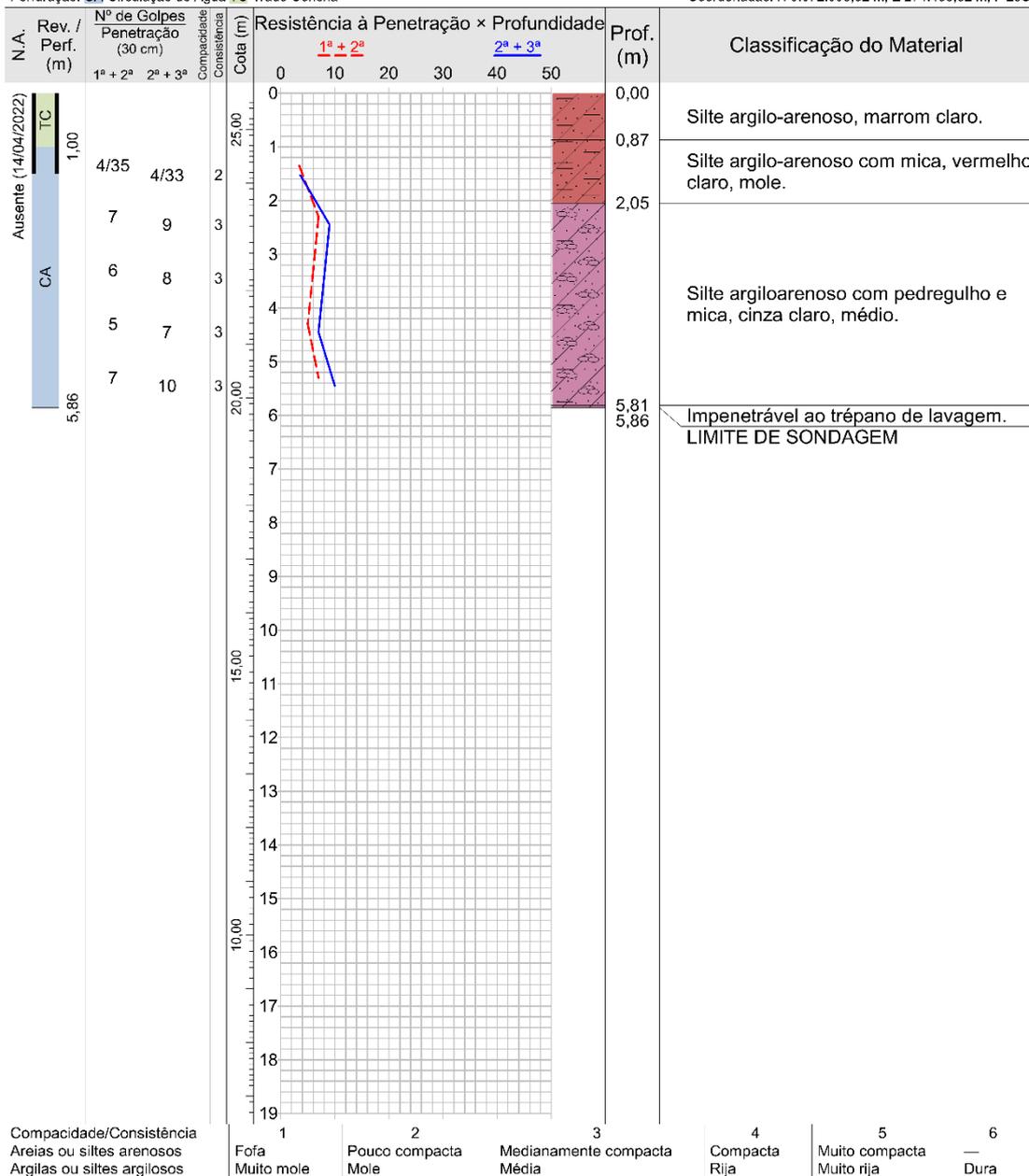
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-005

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 13/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 25,68 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 1,50 m Início 10 min 20 min 30 min
 Ø Revestimento: 65 mm Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual Nível d'água: Ausente 5,81 m 3,0 cm 2,0 cm 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.098,52 m; E 274.453,82 m; F 25S



Compacidade/Consistência
 Areias ou siltes arenosos
 Argilas ou siltes argilosos

1 Fofa Muito mole
 2 Pouco compacta Mole
 3 Medianamente compacta Média
 4 Compacta Rija
 5 Muito compacta Muito rija
 6 Dura

0031/22

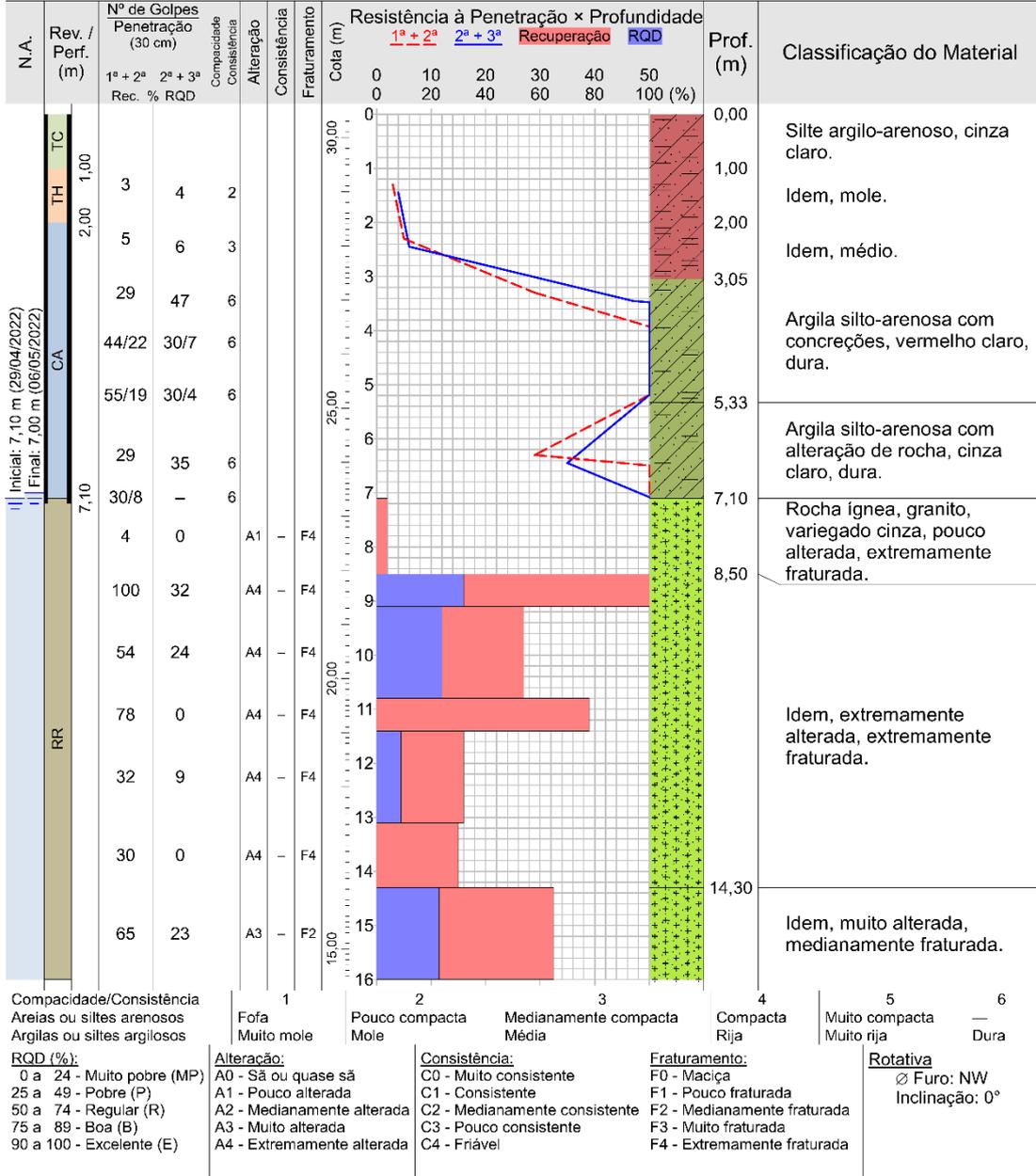
Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-006

Ciente: Página 1/2
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 28/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 06/05/2022

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 30,43 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 7,20 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento:	78 mm	Escala vertical: 1:100	Nível d'água: 7,10 m	7,08 m	2,0 cm	0,0 cm	0,0 cm
		Sistema: Manual					

Perfuração: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha TH-Trado Helicoidal Coordenadas: N 9.072.098,52 m; E 274.483,82 m; F 25S



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura

RQD (%):
 0 a 24 - Muito pobre (MP)
 25 a 49 - Pobre (P)
 50 a 74 - Regular (R)
 75 a 89 - Boa (B)
 90 a 100 - Excelente (E)

Alteração:
 A0 - Sã ou quase sã
 A1 - Pouco alterada
 A2 - Medianamente alterada
 A3 - Muito alterada
 A4 - Extremamente alterada

Consistência:
 C0 - Muito consistente
 C1 - Consistente
 C2 - Medianamente consistente
 C3 - Pouco consistente
 C4 - Friável

Fratramento:
 F0 - Maciça
 F1 - Pouco fraturada
 F2 - Medianamente fraturada
 F3 - Muito fraturada
 F4 - Extremamente fraturada

Rotativa
 Ø Furo: NW
 Inclinação: 0°

0031/22

Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-006

Ciente: Página 2/2
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 28/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 06/05/2022

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 30,43 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 7,20 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Escala vertical: 1:100 Nivel d'água: 7,10 m 7,08 m | 2,0 cm | 0,0 cm | 0,0 cm
 Ø Revestimento: 78 mm Sistema: Manual 7,00 m

Perfuração: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha TH-Trado Helicoidal Coordenadas: N 9.072.098,52 m; E 274.483,82 m; F 25S

N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Compacidade / Consistência	Alteração	Consistência	Fratramento	Resistência à Penetração x Profundidade						Prof. (m)	Classificação do Material	
		1ª + 2ª Rec. %	2ª + 3ª RQD					0	10	20	30	40	50			Recuperação
RR	17,10	65	39	A3	-	F2	16	0	10	20	30	40	50	100 (%)	17,10	Idem, muito alterada, medianamente fraturada.
							17									LIMITE DE SONDAGEM
							18									Obs.: Sondagem apresentou perda da circulação d'água a partir dos 2m.
							19									Parte da rocha apresentou os minerais alterados para argila.
							20									
							21									
							22									
							23									
							24									
							25									
							26									
							27									
							28									
							29									
							30									
							31									
							32									

Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura

RQD (%):
 0 a 24 - Muito pobre (MP)
 25 a 49 - Pobre (P)
 50 a 74 - Regular (R)
 75 a 89 - Boa (B)
 90 a 100 - Excelente (E)

Alteração:
 A0 - Sã ou quase sã
 A1 - Pouco alterada
 A2 - Medianamente alterada
 A3 - Muito alterada
 A4 - Extremamente alterada

Consistência:
 C0 - Muito consistente
 C1 - Consistente
 C2 - Medianamente consistente
 C3 - Pouco consistente
 C4 - Friável

Fratramento:
 F0 - Maciça
 F1 - Pouco fraturada
 F2 - Medianamente fraturada
 F3 - Muito fraturada
 F4 - Extremamente fraturada

Rotativa
 Ø Furo: NW
 Inclinação: 0°

0031/22

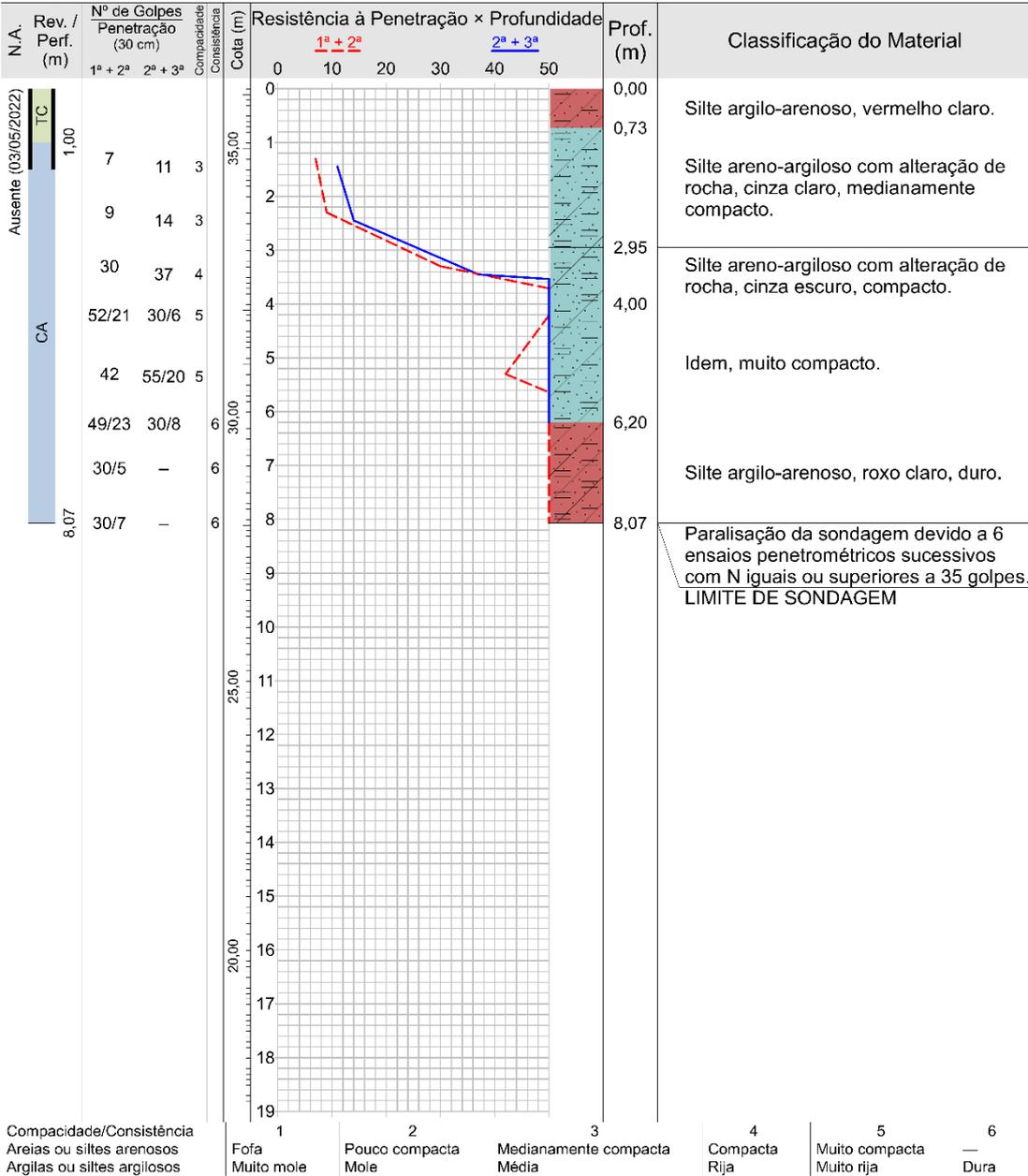
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-007

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 02/05/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 36,11 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 1,50 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 65 mm		Escala vertical: 1:100	Sistema: Manual	Nível d'água: Ausente	-	-	-

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.094,00 m; E 274.516,00 m; F 25S



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura

0031/22

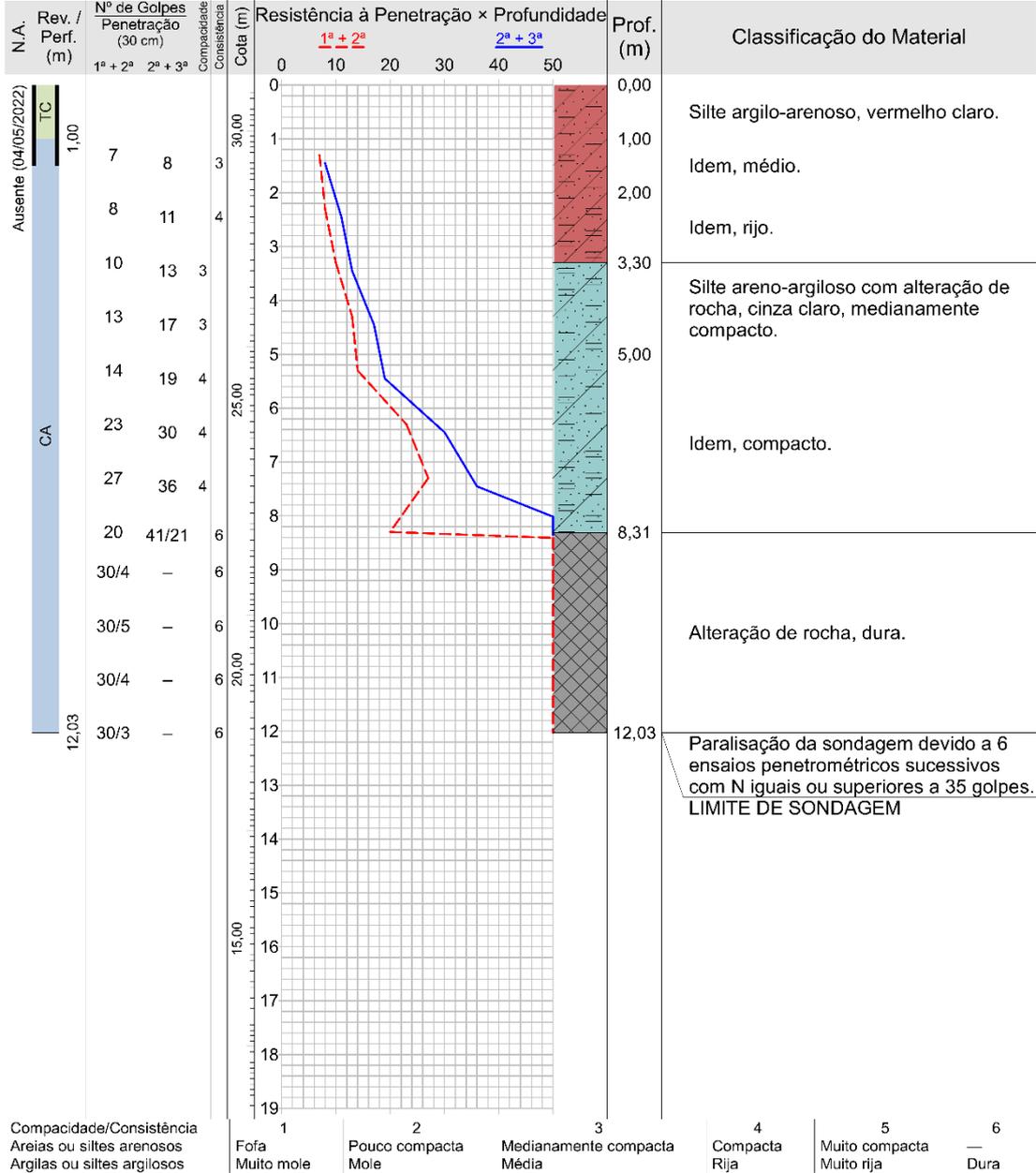
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-008

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 03/05/2022
 Local: Rod. Armínio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 30,85 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 1,50 m Início 10 min 20 min 30 min
 Ø Revestimento: 65 mm Sistema: Manual Nível d'água: Ausente - - - -

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.094,53 m; E 274.553,82 m; F 25S



0031/22

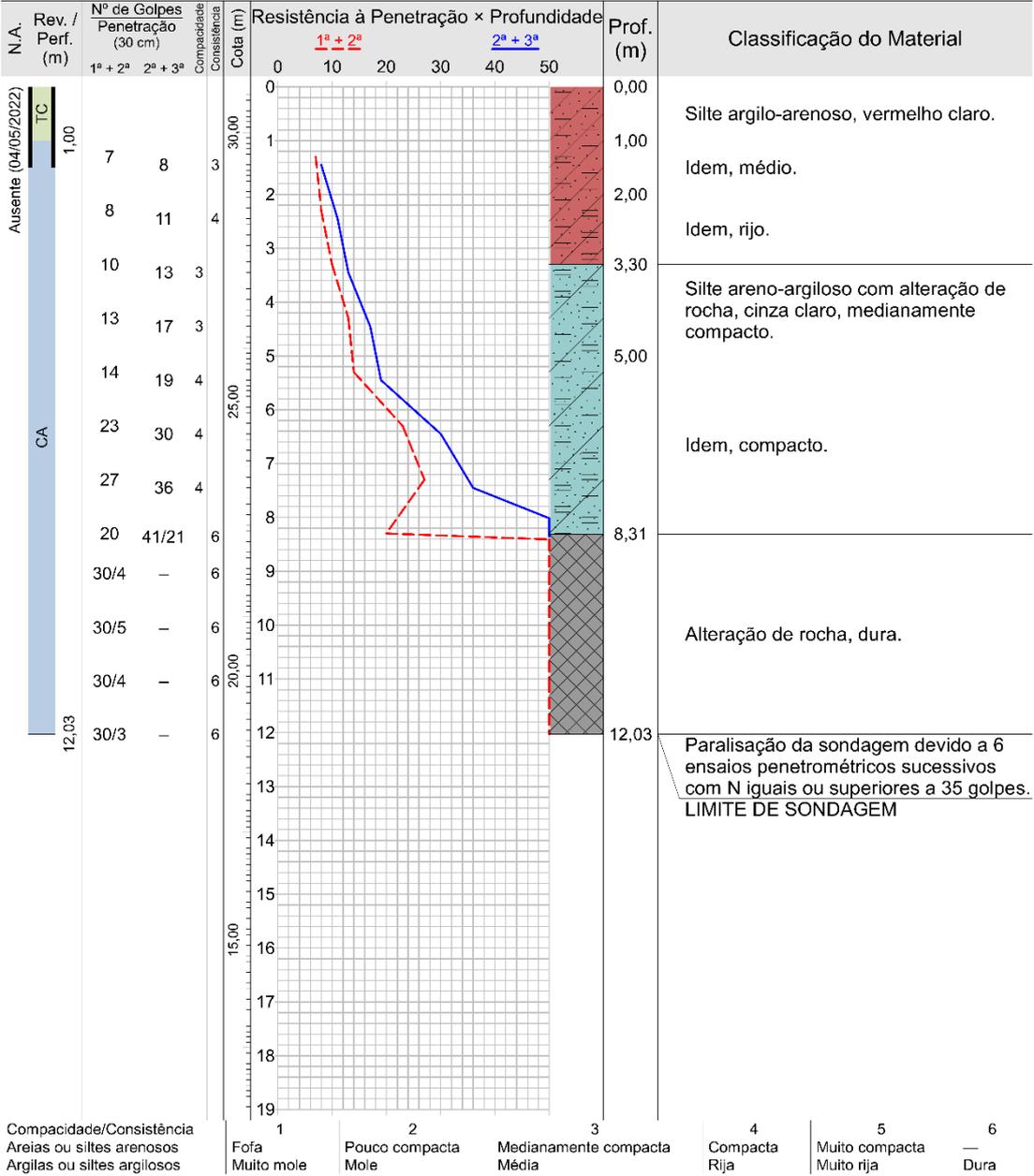
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-008

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 03/05/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 30,85 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 1,50 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 65 mm		Escala vertical: 1:100	Sistema: Manual	Nível d'água: Ausente	-	-	-

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.094,53 m; E 274.553,82 m; F 25S



0031/22

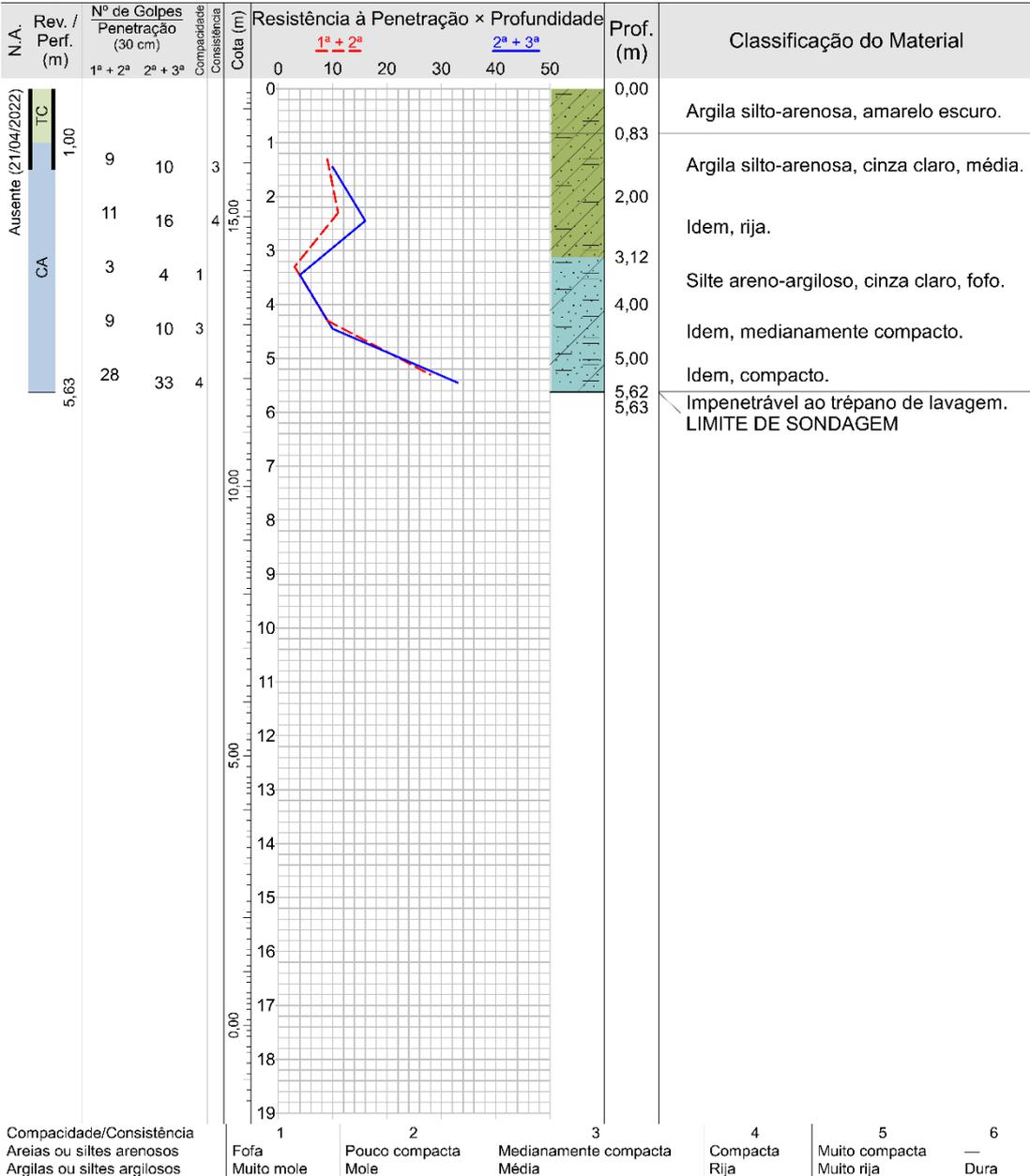
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-009

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 20/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 21/04/2022

Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 17,37 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 1,50 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Escala vertical: 1:100
 Revestimento: 65 mm Sistema: Manual Nível d'água: Ausente Ausente 5,62 m | 1,0 cm | 0,0 cm | 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.098,52 m; E 274.587,21 m; F 25S



Compacidade/Consistência
 Areias ou siltes arenosos
 Argilas ou siltes argilosos

1 Fofa Muito mole 2 Pouco compacta Mole 3 Medianamente compacta Média 4 Compacta Rija 5 Muito compacta Muito rija 6 Dura

0031/22

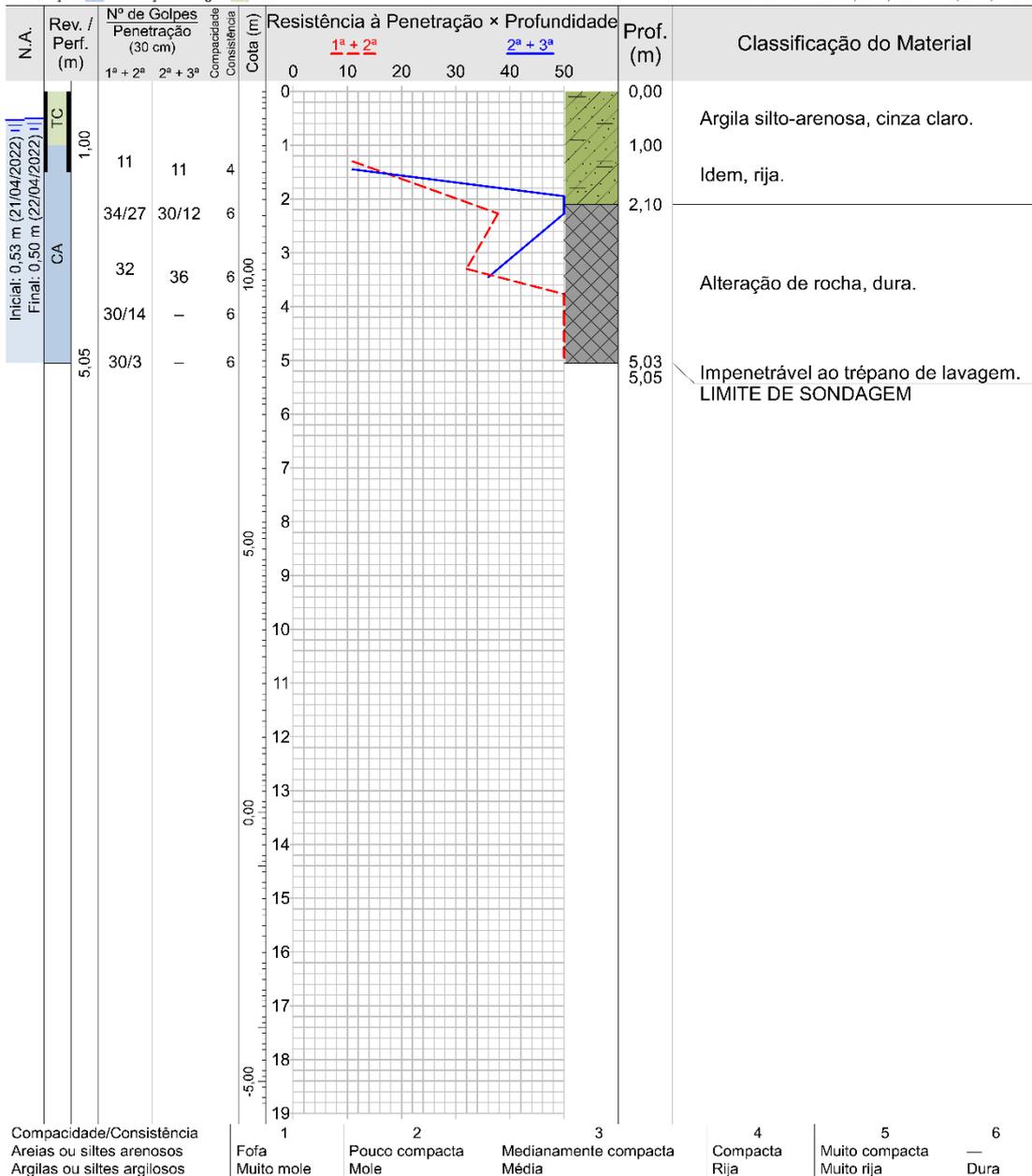
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-010

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 21/04/2022
 Local: Rod. Armínio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 13,41 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 1,50 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 65 mm	Sistema: Manual	Escala vertical: 1:100	Nível d'água: 0,53 m	5,03 m	2,0 cm	0,0 cm	0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.098,52 m; E 274.617,22 m; F 25S



CONFORME NBR 6484:2020

0031/22

Sondagem de Reconhecimento Mista

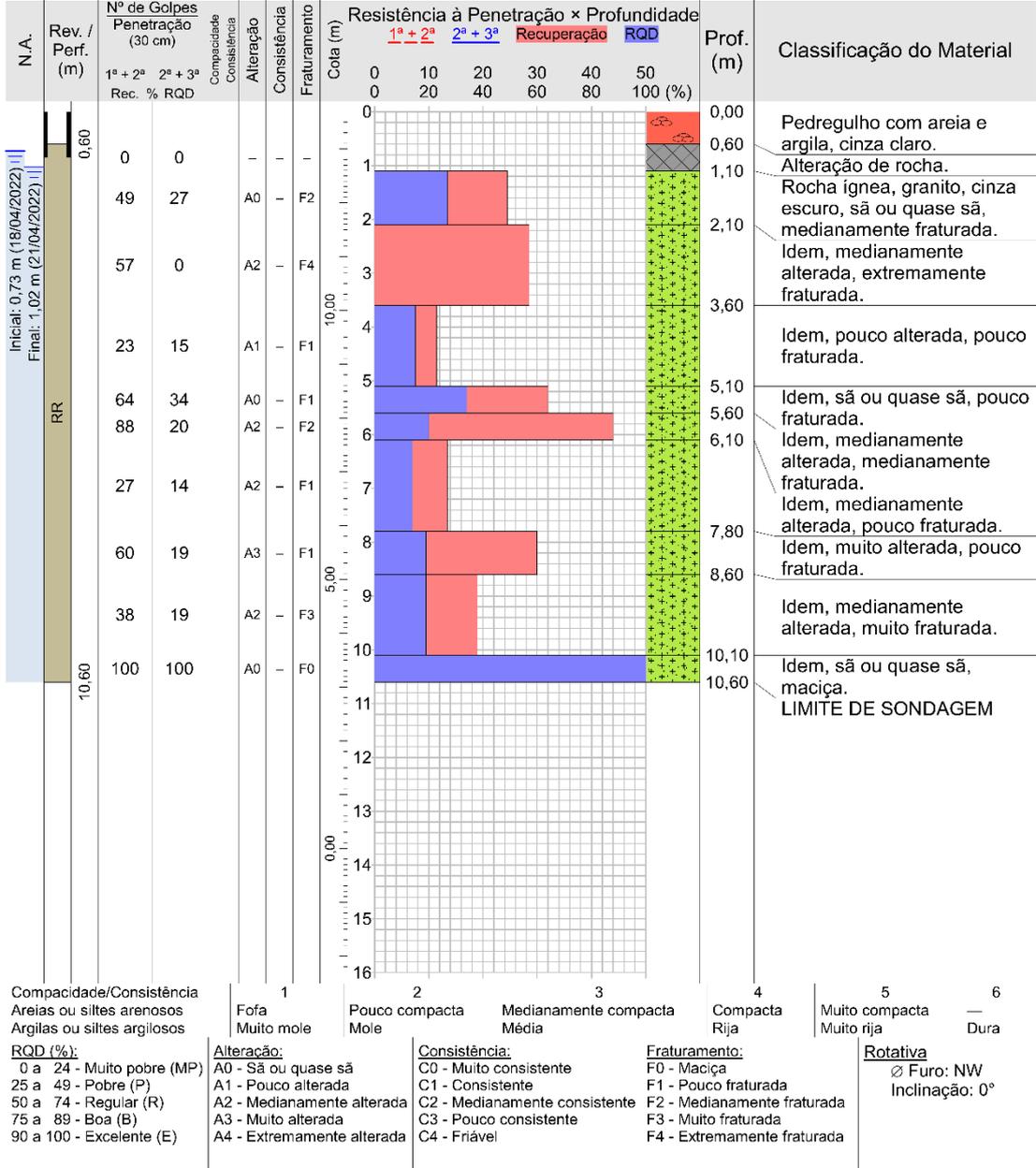
SM-011

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 18/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 21/04/2022

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 13,69 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 0,85 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 78 mm		Escala vertical: 1:100	Nível d'água: 1,02 m	-	-	-	-
		Sistema: Manual					

Perfuração: RR-Rotativa

Coordenadas: N 9.072.064,53 m; E 274.393,82 m; F 25S



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura

RQD (%):
 0 a 24 - Muito pobre (MP)
 25 a 49 - Pobre (P)
 50 a 74 - Regular (R)
 75 a 89 - Boa (B)
 90 a 100 - Excelente (E)

Alteração:
 A0 - São ou quase são
 A1 - Pouco alterada
 A2 - Medianamente alterada
 A3 - Muito alterada
 A4 - Extremamente alterada

Consistência:
 C0 - Muito consistente
 C1 - Consistente
 C2 - Medianamente consistente
 C3 - Pouco consistente
 C4 - Friável

Fraturamento:
 F0 - Maciça
 F1 - Pouco fraturada
 F2 - Medianamente fraturada
 F3 - Muito fraturada
 F4 - Extremamente fraturada

Rotativa
 Ø Furo: NW
 Inclinação: 0°

0031/22

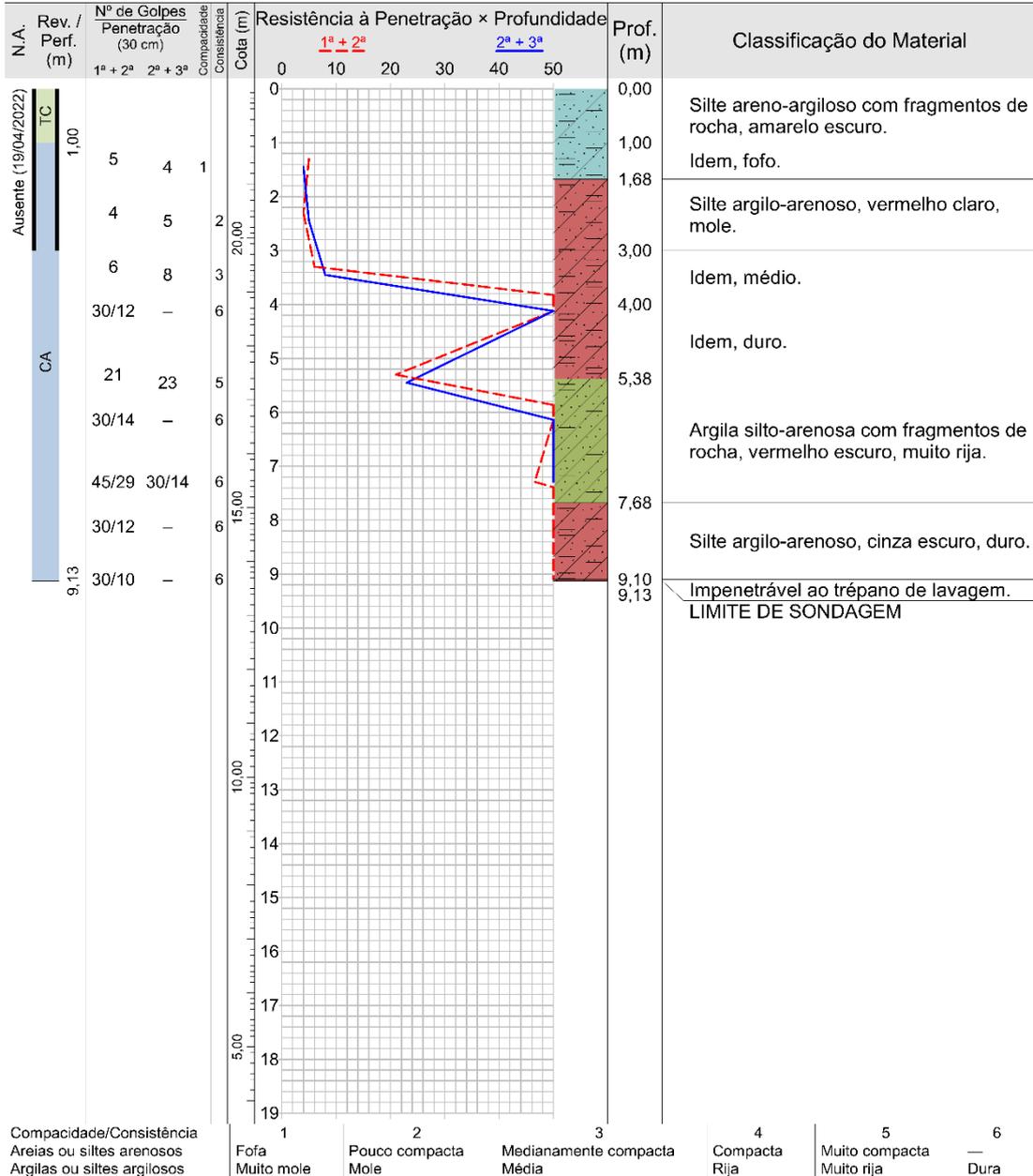
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-012

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 18/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 19/04/2022

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 22,77 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 3,00 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Ø Revestimento: 65 mm Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual Nível d'água: Ausente 9,10 m | 2,0 cm | 1,0 cm | 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.071,02 m; E 274.495,32 m; F 25S



Compacidade/Consistência
 Areias ou siltes arenosos
 Argilas ou siltes argilosos

1 Fofa Muito mole
 2 Pouco compacta Mole
 3 Medianamente compacta Média
 4 Compacta Rija
 5 Muito compacta Muito rija
 6 Dura

0031/22

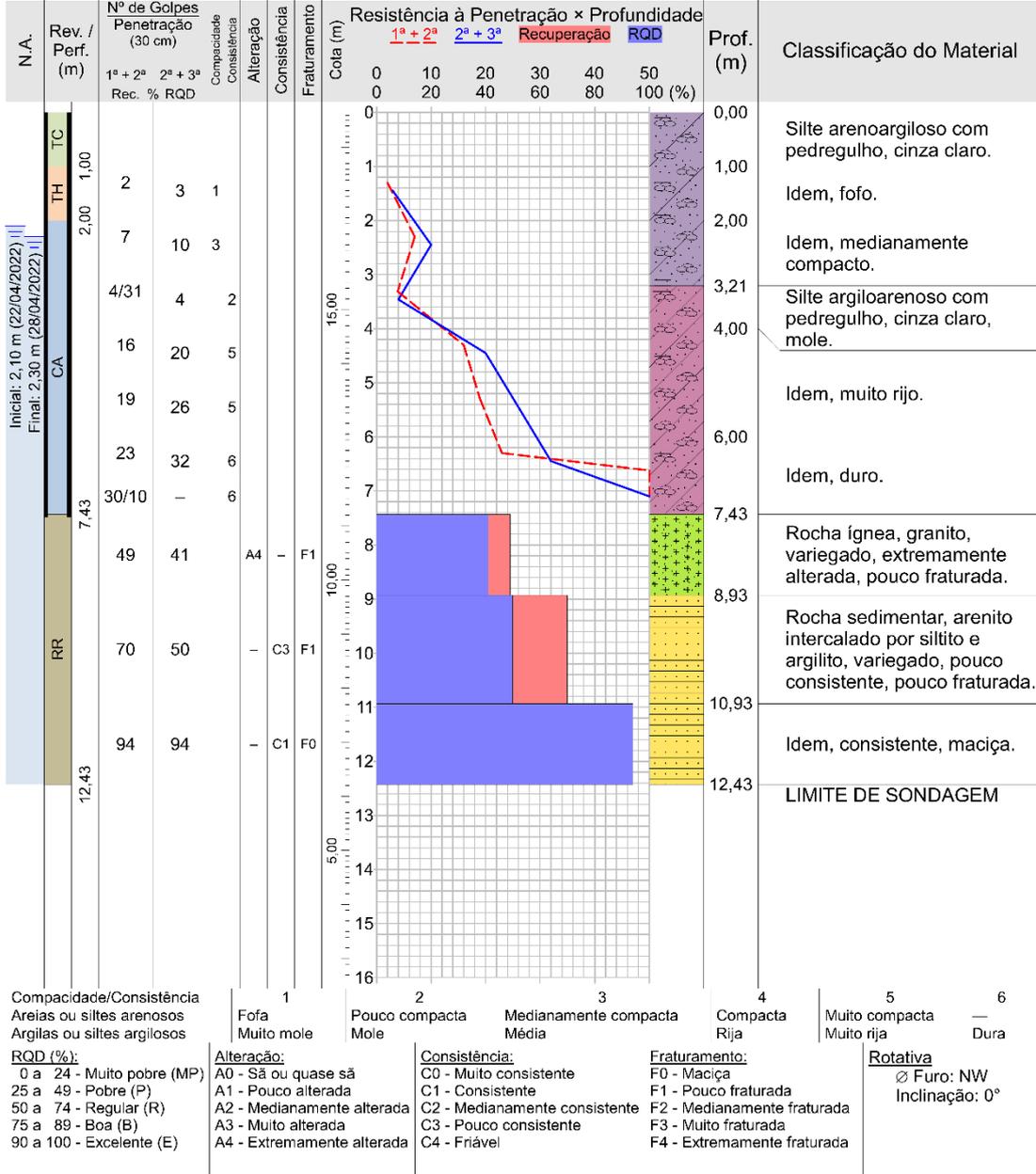
Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-013

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 22/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 28/04/2022

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 18,65 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 7,48 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 63,5 mm		Escala vertical: 1:100	Nível d'água: 2,10 m	7,40 m	2,0 cm	1,0 cm	0,0 cm
		Sistema: Manual					

Perfuração: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha TH-Trado Helicoidal Coordenadas: N 9.072.064,53 m; E 274.516,32 m; F 25S



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura

RQD (%):	Alteração:	Consistência:	Fraturamento:	Rotativa
0 a 24 - Muito pobre (MP)	A0 - Sã ou quase sã	C0 - Muito consistente	F0 - Maciça	Ø Furo: NW
25 a 49 - Pobre (P)	A1 - Pouco alterada	C1 - Consistente	F1 - Pouco fraturada	Inclinação: 0°
50 a 74 - Regular (R)	A2 - Medianamente alterada	C2 - Medianamente consistente	F2 - Medianamente fraturada	
75 a 89 - Boa (B)	A3 - Muito alterada	C3 - Pouco consistente	F3 - Muito fraturada	
90 a 100 - Excelente (E)	A4 - Extremamente alterada	C4 - Friável	F4 - Extremamente fraturada	

0031/22

Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-014

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 22/04/2022
 Local: Rod. Armínio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 15,88 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 0,00 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Revestimento: 65 mm Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual Nível d'água: Ausente - - - -

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.064,53 m; E 274.553,82 m; F 25S

N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)			Compacidade / Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade				Prof. (m)	Classificação do Material	
		1ª + 2ª	2ª + 3ª	1ª + 2ª			2ª + 3ª						
Ausente (22/04/2022)	TC 1,02 1,00	30/2	-	-	6	0					0,00	Silte argilo-arenoso, vermelho claro.	
						0,94							0,94
						1,02							

Compacidade/Consistência
 1 Fofa 2 Pouco compacta 3 Medianamente compacta 4 Compacta 5 Muito compacta 6 Dura
 Areias ou siltes arenosos Mole Média Rija Muito rija

0031/22

Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-14A

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 22/04/2022
 Local: Rod. Armínio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 14,82 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 0,00 m Início 10 min 20 min 30 min
 Ø Revestimento: 65 mm Sistema: Manual Nível d'água: Ausente - - - -

Perfuração: CR-Cravação TC-Trado Concha

N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)			Compacidade / Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade				Prof. (m)	Classificação do Material					
		1ª + 2ª	2ª + 3ª					1ª + 2ª	2ª + 3ª								
Ausente (22/04/2022)	TC 1,01 1,00	30/1	-	-	6	0					0,00	Silte argilo-arenoso, vermelho claro.					
						0,98							1,01	Rocha, dura. LIMITE DE SONDAÇÃO Obs.: Ref. ao deslocamento de 1m alinhado com o SP-14.			
						1											
						2											
						3											
						4											
						5											
						6											
						7											
						8											
						9											
						10											
						11											
						12											
						13											
						14											
						15											
						16											
						17											
18																	
19																	

Compacidade/Consistência
 Areias ou siltes arenosos
 Argilas ou siltes argilosos

1 Fofa Muito mole
 2 Pouco compacta Mole
 3 Medianamente compacta Média
 4 Compacta Rija
 5 Muito compacta Muito rija
 6 Dura

0031/22

Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-14B

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 22/04/2022
 Local: Rod. Armínio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 15,80 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 0,00 m Início 10 min 20 min 30 min
 Ø Revestimento: 65 mm Sistema: Manual Nível d'água: Ausente - - - -

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha

N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)			Compacidade/Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade				Prof. (m)	Classificação do Material	
		1ª + 2ª	2ª + 3ª	3ª + 4ª			4ª + 5ª	1ª + 2ª	2ª + 3ª	3ª + 4ª			4ª + 5ª
Ausente (22/04/2022)	TC 1,02 1,00	30/2	-	-	6	0					0,00	Silte argilo-arenoso, vermelho claro. Rocha, dura. LIMITE DE SONDAGEM Obs.: Ref. ao deslocamento de 1m perpendicular com o SP-14A.	
						1							0,97
						2							1,02
						3							
						4							
						5							
						6							
						7							
						8							
						9							
						10							
						11							
						12							
						13							
						14							
						15							
						16							
						17							
						18							
19													

Compacidade/Consistência
 Areias ou siltes arenosos
 Argilas ou siltes argilosos

1 Fofa Muito mole
 2 Pouco compacta Mole
 3 Medianamente compacta Média
 4 Compacta Rija
 5 Muito compacta Muito rija
 6 Dura

0031/22

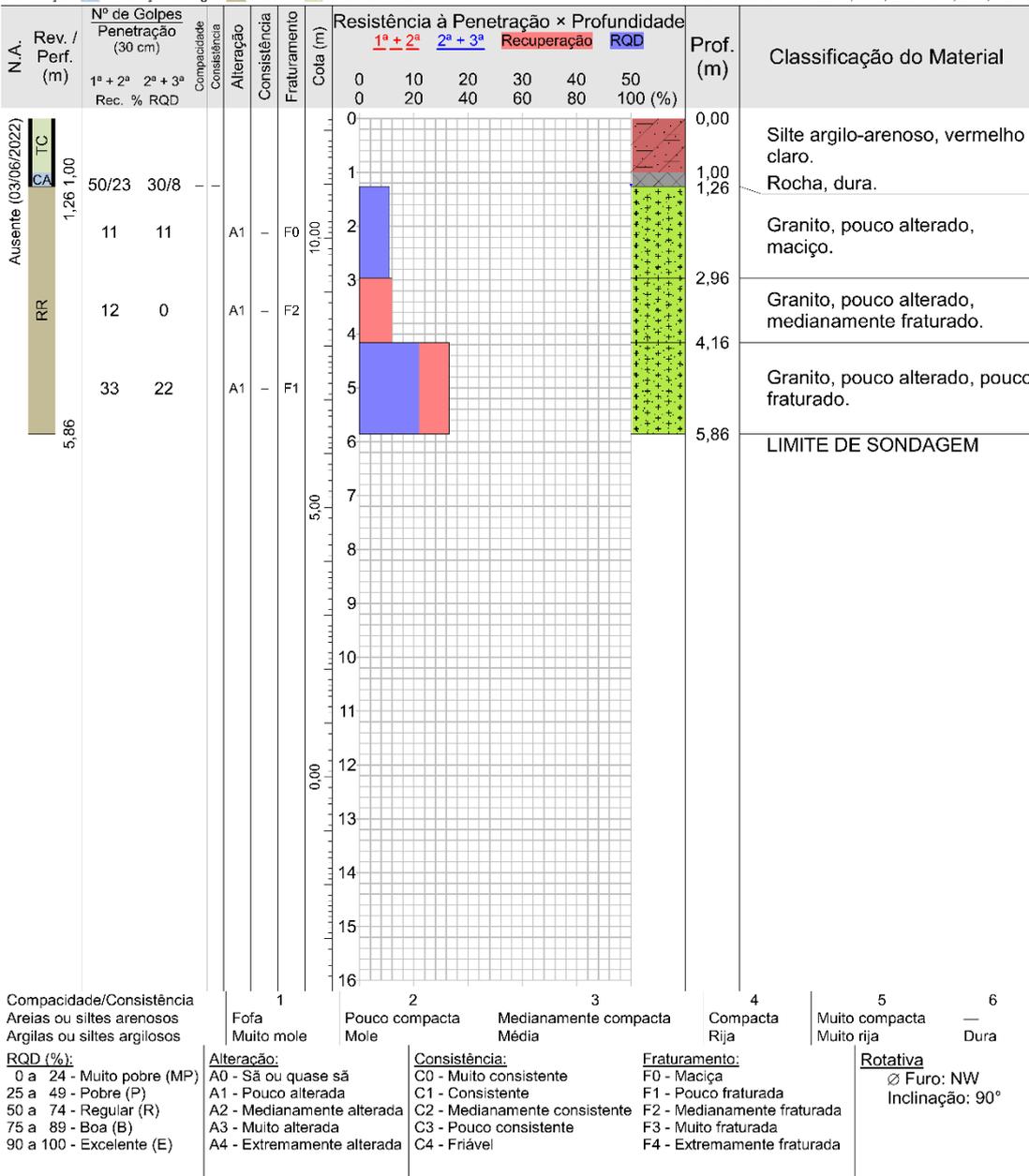
Sondagem de Reconhecimento Mista

SM-015

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 31/05/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE 02/06/2022

Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 12,22 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 1,26 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Escala vertical: 1:100
 Revestimento: 75 mm Sistema: Manual Nivel d'água: Ausente 1,23 m | 1,0 cm | 0,0 cm | 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água RR-Rotativa TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.064,53 m; E 274.617,23 m; F 25S



Compacidade/Consistência
 Areias ou siltes arenosos 1 Fofa 2 Pouco compacta 3 Medianamente compacta 4 Compacta 5 Muito compacta 6 —
 Argilas ou siltes argilosos Muito mole Mole Média Rija Muito rija Dura

RQD (%):
 0 a 24 - Muito pobre (MP)
 25 a 49 - Pobre (P)
 50 a 74 - Regular (R)
 75 a 89 - Boa (B)
 90 a 100 - Excelente (E)

Alteração:
 A0 - Sã ou quase sã
 A1 - Pouco alterada
 A2 - Medianamente alterada
 A3 - Muito alterada
 A4 - Extremamente alterada

Consistência:
 C0 - Muito consistente
 C1 - Consistente
 C2 - Medianamente consistente
 C3 - Pouco consistente
 C4 - Friável

Fraturamento:
 F0 - Maciça
 F1 - Pouco fraturada
 F2 - Medianamente fraturada
 F3 - Muito fraturada
 F4 - Extremamente fraturada

Rotativa
 Ø Furo: NW
 Inclinação: 90°

CONFORME NBR 6484:2020/NBR 6502:1995

0031/22

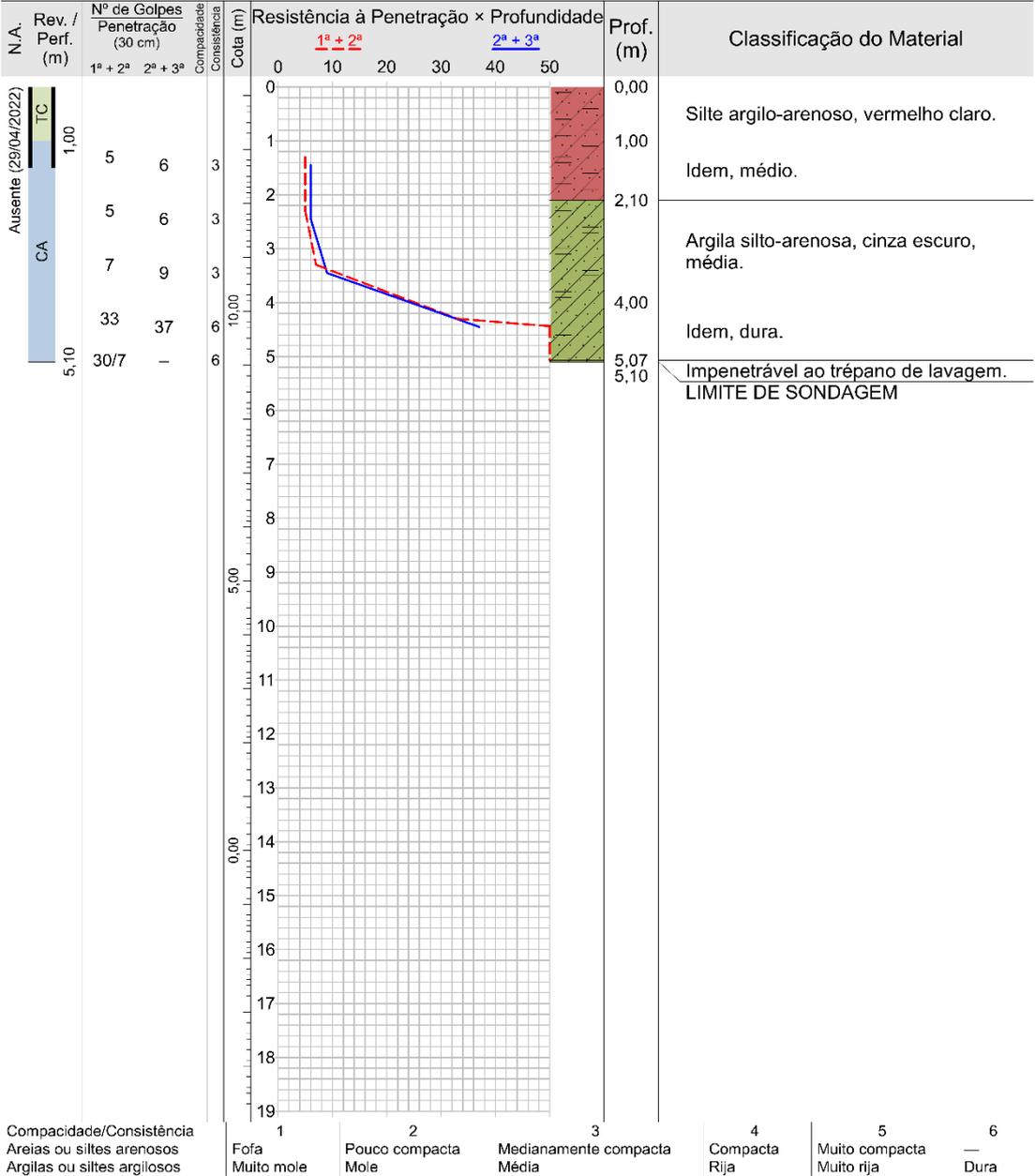
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-016

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 28/04/2022
 Local: Rod. Armínio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador Ext.: 50,8 mm Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: 14,16 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água
 Int.: 34,9 mm Peso: 65 kgf Revestimento: 1,50 m Início 10 min | 20 min | 30 min
 Ø Revestimento: 65 mm Sistema: Manual Nível d'água: Ausente 5,07 m | 2,0 cm | 1,0 cm | 0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.025,03 m; E 274.468,82 m; F 25S



Compacidade/Consistência
 Areias ou siltes arenosos
 Argilas ou siltes argilosos

1 Fofa Muito mole
 2 Pouco compacta Mole
 3 Medianamente compacta Média
 4 Compacta Rija
 5 Muito compacta Muito rija
 6 Dura

0031/22

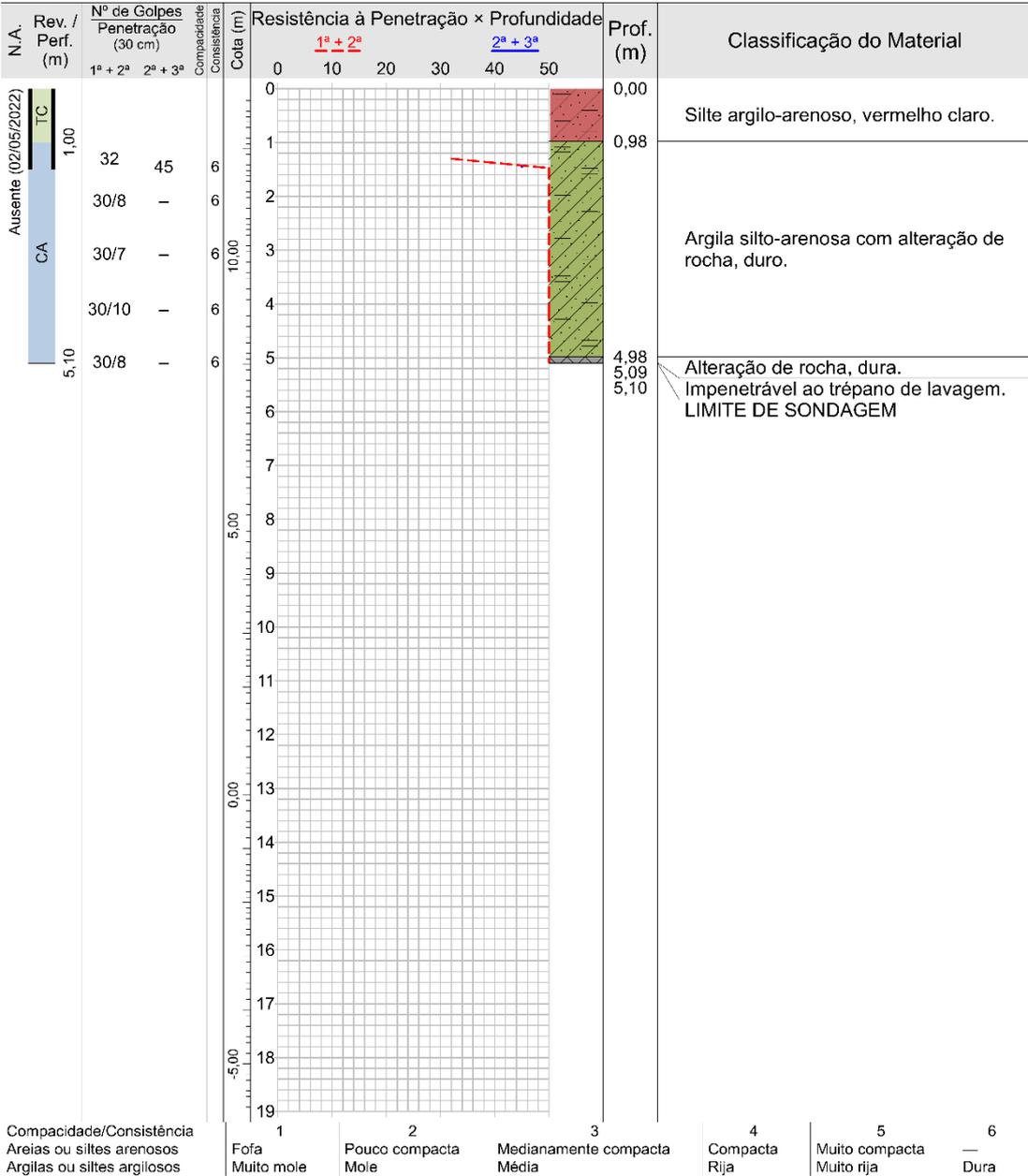
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-017

Cliente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 29/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 13,12 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água				
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 1,50 m	Início	10 min	20 min	30 min	
Ø Revestimento: 65 mm		Escala vertical: 1:100	Sistema: Manual	Nível d'água: Ausente	5,09 m	1,0 cm	0,0 cm	0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.034,53 m; E 274.516,32 m; F 25S



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura

0031/22

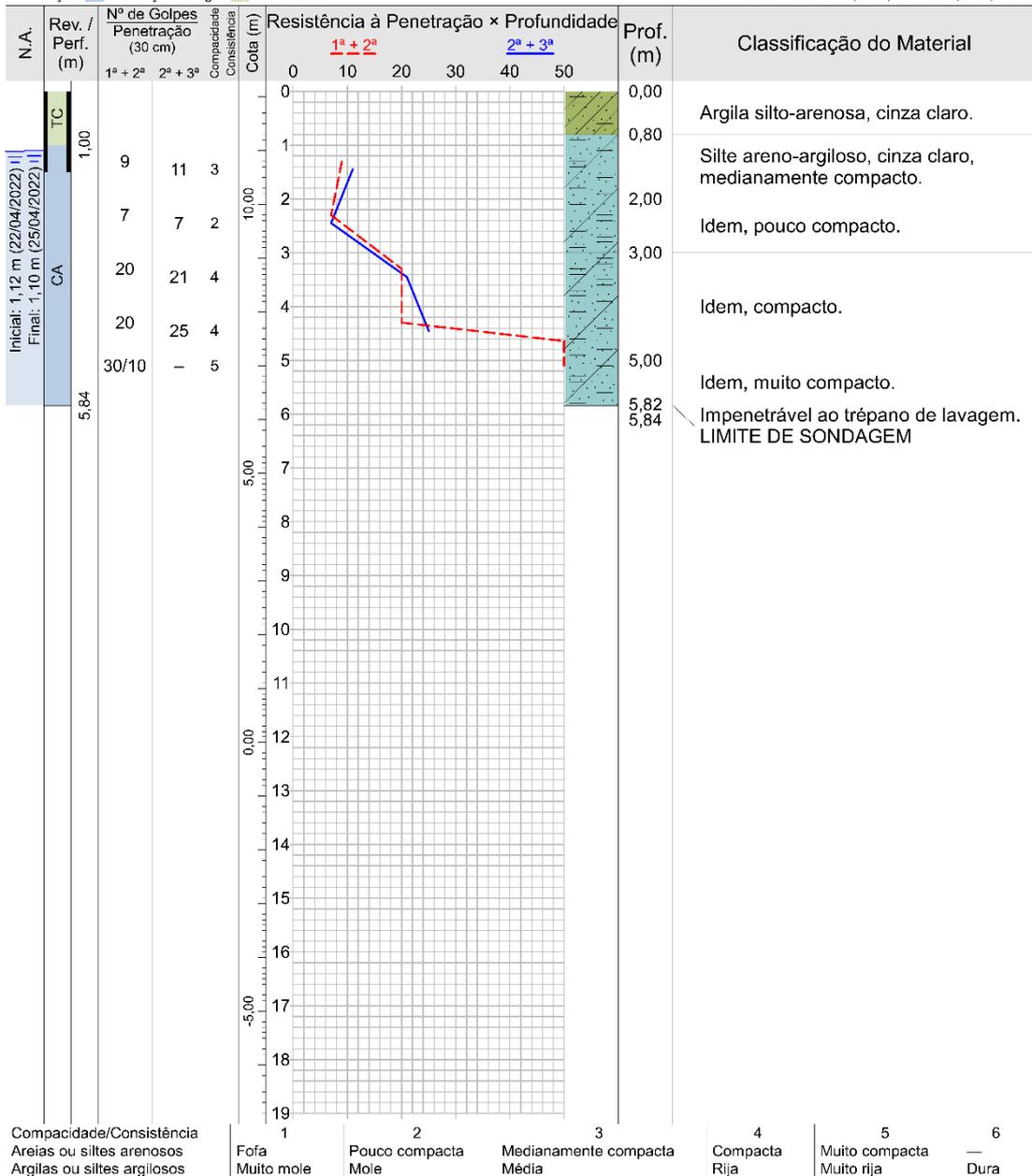
Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-018

Ciente: Página 1/1
 Obra: SUBESTAÇÃO SUAPE II Data 22/04/2022
 Local: Rod. Arminio Guilherme, 154, Zona Rural, IPOJUCA/PE

Ø Amostrador	Ext.: 50,8 mm	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 12,10 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Int.: 34,9 mm	Peso: 65 kgf	Revestimento: 1,50 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 65 mm		Escala vertical: 1:100	Nível d'água: 1,10 m	5,82 m	2,0 cm	0,0 cm	0,0 cm
		Sistema: Manual					

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Coordenadas: N 9.072.034,53 m; E 274.629,32 m; F 25S



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5	6
Areias ou siltes arenosos	Fofa	Pouco compacta	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta	—
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura