

UNIVERSIDADE ESTADUAL DA REGIÃO TOCANTINA DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS HUMANAS, SOCIAIS, TECNOLÓGICAS E LETRAS-
CCHSTL (CAMPUS AÇAILÂNDIA)
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CARLOS HENRIQUE CARNEIRO CASTRO

**ESTUDO DE EFETIVIDADE DA INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO COM USO
DE PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE (DPL) NA REGIÃO TOCANTINA DO
MARANHÃO.**

Açailândia
2023

CARLOS HENRIQUE CARNEIRO CASTRO

**ESTUDO DE EFETIVIDADE DA INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO COM USO
DE PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE (DPL) NA REGIÃO TOCANTINA DO
MARANHÃO.**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade da Região Tocantina do Maranhão, Campus Açailândia, para o grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Lucas Manoel da Silva

Açailândia
2023

C355e

Castro, Carlos Henrique Carneiro

Estudo de efetividade da investigação do subsolo com uso de Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL) na região tocantina do Maranhão / Carlos Henrique Carneiro Castro. – Açailândia: UEMASUL, 2023.
86 f. : il.

Monografia (Curso de Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão – UEMASUL, Açailândia, MA, 2023.

Orientador: Prof. Me. Lucas Manoel da Silva

1. DPL. 2. Fundações. 3. Penetrômetro dinâmico. 4. Sondagem de solos. I.
Título.

CDU 624.131(812.1)


CARLOS HENRIQUE CARNEIRO CASTRO

**ESTUDO DE EFETIVIDADE DA INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO COM USO
DE PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE (DPL) NA REGIÃO TOCANTINA DO
MARANHÃO.**


Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade da Região Tocantina do Maranhão, Campus Açailândia, para o grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 29 / 06 / 2023


Banca Examinadora

Documento assinado digitalmente
 LUCAS MANOEL DA SILVA
Data: 04/07/2023 16:45:06-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Me. Lucas Manoel da Silva (Orientador)
Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão
Campus, Açailândia.

Documento assinado digitalmente
 LEONARDO TELLES DE SOUZA PESSOA FIL
Data: 10/07/2023 21:34:46-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Esp. Leonardo Telles de Souza Pessoa Filho
Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão
Campus, Açailândia.

Documento assinado digitalmente
 DAVI BARBOSA COSTA DA SILVA
Data: 10/07/2023 18:24:56-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Me. Davi Barbosa Costa da Silva
Universidade Federal do Pará
Campus, Tucuruí.

Aos meus familiares e amigos que sempre estiveram ao meu lado nos pontos altos e baixos desta jornada.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente aos meus pais, Lucilene Silva Carneiro Castro e José Aldimar de Castro, que me incentivaram e fizeram sacrifícios para que fosse possível concluir este trabalho.

Os meus irmãos Carlos Eduardo Carneiro Castro e José Carlos Carneiro Castro que sempre estiveram dispostos a me ajudar quando mais precisava.

Aos meus tios e tias, especialmente a Raifran Abdimar de Castro e Antônio Erismar de Castro que me orientam e aconselham, e sempre foram presentes em minha vida.

Ao Prof. Me. Lucas Manoel da Silva, pela valiosa orientação, paciência e compreensão inigualáveis que demonstrou ao longo de todo o processo de construção deste trabalho.

A empresa G4 Engenharia pela disponibilização rápida e gratuita dos laudos de sondagem SPT.

Aos responsáveis pelos terrenos onde o trabalho em campo foi realizado, sempre dispostos a colaborar e disponibilizar locais para realização dos ensaios.

Aos acadêmicos que auxiliaram na realização dos ensaios, tanto na prática como na coleta de informações, especialmente aos colegas Clésio Rodrigues, Pedro Paulo, Sabrina Rodrigues, Vitor Machado e Witor Bomjardim.

À metalúrgica Daniel, principalmente ao sr. Rafael e colaboradores pelo auxílio na construção do aparelho DPL utilizado nos ensaios.

Aos professores integrantes do corpo docente de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Região Tocantina do Maranhão pela transmissão valiosa de conhecimentos.

Aos meus amigos de turma pela convivência, e que me ajudaram durante todo o período de graduação, em especial aos que mais tive tempo de convivência, sendo eles Jardylene Almeida, Lucas Carvalho, Ludson Bandeira, Pedro Manoel, Pedro Paulo, Raphael Duarte e Vitor Machado.

“Nenhum homem deveria sair de nossas Universidades sem saber o quão pouco ele sabe”.

J. Robert Oppenheimer

RESUMO

Os ensaios de sondagem para obtenção de parâmetros geotécnicos necessários para a elaboração de projetos de fundações é o que permite que a estrutura completa de uma edificação possua a capacidade de vida útil de acordo com o esperado. Na Região Tocantina do Maranhão, empreendimentos por vezes negligenciam tais ensaios, principalmente quando os custos dos métodos mais difundidos no país são substanciais proporcionalmente ao valor total da obra. O presente trabalho teve como objetivo analisar o ensaio não normatizado no Brasil, o Penetrômetro Dinâmico Leve (*Dynamic Probing Light* – DPL) como possível alternativa viável, sendo este fabricado com mão de obra presente na região alvejando obras de pequeno porte. Os resultados obtidos foram comparados a Laudos de *Standard Penetration Test* (SPT), a fim de comprovar a eficiência do aparelho nos locais analisados, observando a praticidade e comportamento nos horizontes de formação dos solos presentes nos pontos de estudo.

Palavras-chave: DPL; Fundações; Penetrômetro Dinâmico; Sondagem de solos.

ABSTRACT

The penetration tests to obtain the geotechnical parameters necessary to formulate foundation projects is what allows the complete structure of a building to have the expected useful life. In the Tocantina Region of Maranhao State, undertakings sometimes neglect such tests, especially when the costs of the most widespread methods in the country are substantially proportionate to the total value of the constructions. The present paper is aimed to analyze the non-standardized test in Brazil, the Dynamic Probing Light Penetrometer (Dynamic Probing Light - DPL) as a viable alternative, being this manufactured with the labor present in the region with a targeting smaller constructions. The results obtained were compared to Standard Penetration Test (SPT) results, in order to verify the efficiency of the device in the analyzed locations, observing the practicality and behavior in the horizons of the soils present in the study points.

Keywords: DPL; Foundations; Dynamic Penetrometer; Soil tests.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Bulbo de Tensões	21
Figura 2 - Profundidade do bulbo de Tensões.....	22
Figura 3 - Geometria de um cone utilizado em ensaio CPT.	24
Figura 4 – Exemplo de sistema de cravação (Trator esteira)	25
Figura 5 – Exemplo de sistema de cravação (plataforma auto elevatória).	25
Figura 6 – Exemplo de resultado típico de ensaio CPT	26
Figura 7 – Esquematisação do ensaio DMT	27
Figura 8 - Aparato de ensaio utilizado no SPT	28
Figura 9 – Amostrador padrão “Raymond”.....	30
Figura 10 – Configurações para o Martelo (SPT).....	30
Figura 11 – Exemplo representação dos resultados SPT.....	32
Figura 12 – Equipamento de ensaio Vane Test.....	33
Figura 13 – Exemplo de resultado ensaio de palheta.....	34
Figura 14 – Ilustração do pressiômetro tipo Ménard.	35
Figura 15 - Exemplo de resultado para ensaio Pressiométrico	36
Figura 16 – Ponteira do tipo fixa	38
Figura 17 – Ponteira do tipo encaixada	38
Figura 18 – Configuração padrão de um DP	42
Figura 19 – Torno mecânico.....	43
Figura 20 – Barra guia e cabo	43
Figura 21 – Hastes de Extensão.....	44
Figura 22 - Bigorna ou cabeça de bater.	45
Figura 23 – Martelo 10,03 kg.....	45
Figura 24 – Ponteiras de 90° e 60°.....	46
Figura 25 - Local 1 de ensaio	47
Figura 26 - Local 2 de ensaio	48
Figura 27 - Local 3 de ensaio	49
Figura 28 - Local 4 de ensaio	49
Figura 29 – Pré furo de 30 centímetros de profundidade.....	50
Figura 30 – Ponteira de 90° na haste extensora.	51
Figura 31 – Posicionamento do DPL no solo.....	51
Figura 32 - Procedimento de golpes do Martelo.....	52

Figura 33 - Alicate de pressão	53
Figura 34 - Profundidade do bulbo de tensões para os locais 1, 2 e 3	54
Figura 35 - Profundidade do bulbo de tensões para o local 4.....	55
Figura 36 - Falha estrutural da bigorna Local 4	57

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de α para cálculo do bulbo de tensões.....	22
Tabela 2 – Dimensões das ponteiros de ensaio CPT	24
Tabela 3 – Estado de compactidade e consistência	29
Tabela 4 – Dimensões e massas do aparato de penetração dinâmica	37
Tabela 5 – Elementos do DPL	46
Tabela 6 - Valores calculados de resistência da ponta 90°	62
Tabela 7 - Valores calculados para tensões admissíveis.	62
Tabela 8 - Valores calculados para ponteira de 90° e 60°	63

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação entre $N_{10\ 90^\circ}$ e N_{30} (Local 1).....	58
Gráfico 2 - Comparação entre $N_{10\ 90^\circ}$ e N_{30} (Local 2).....	58
Gráfico 3 - Comparação entre $N_{10\ 90^\circ}$ e N_{30} (Local 3).....	59
Gráfico 4 - Comparação entre $N_{10\ 90^\circ}$ e N_{30} (Local 4).....	59
Gráfico 5 - Comparação entre $N_{10\ 90^\circ}$ e $N_{10\ 60^\circ}$ (Local 1).	60
Gráfico 6 - Comparação entre $N_{10\ 90^\circ}$ e $N_{10\ 60^\circ}$ (Local 2).	61
Gráfico 7 - Comparação entre $N_{10\ 90^\circ}$ e $N_{10\ 60^\circ}$ (Local 3).	61
Gráfico 8 - Correlação de resultados para σ_{adm} por $N_{10\ 90^\circ}$ e NSPT.....	63
Gráfico 9 - Correlação de resultados para σ_{adm} por $N_{10\ 90^\circ}$ e $N_{10\ 60^\circ}$	64
Gráfico 10 - Tensões admissível no Bulbo de tensões para DPL (90° e 60°) e SPT	64

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS.....	15
1.1.1 Objetivo Geral.....	15
1.1.2 Objetivos Específicos.....	15
1.2 Organização da monografia	15
2. REVISÃO DE LITERATURA	17
2.1 Definição de solo.....	17
2.1.1 Solos coesivos.....	17
2.1.2 Solos não coesivos.....	17
2.2 Fatores de Formação dos Solos	18
2.3 Tipos de fundações.....	18
2.4 Tensão admissível dos solos.....	20
2.5 Bulbo de tensões dos solos.....	20
2.6 Métodos de Sondagem dos Solos	22
2.6.1 Ensaio CPT (<i>Cone Penetration Test</i>).....	23
2.6.2 Ensaio DMT	26
2.6.3 Ensaio SPT	27
2.6.4 Número de Sondagens SPT	32
2.6.5 Ensaio de palheta (<i>Vane Shear Test</i>)	33
2.6.6 Ensaio Pressiométrico	34
2.6.7 Ensaio DPL	36
2.6.8 Interpretação de dados DPL.....	39
2.7 Regressão Linear	41
3. MATERIAIS E MÉTODOS	42
3.1 Locais Analisados.....	47
3.2 Ensaio DPL.	50

3.3	Comparação dos Resultados SPT e DPL.....	56
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	57
5.	CONCLUSÕES.....	66
	REFERÊNCIAS.....	68
	APÊNDICE A – Média N10 com ponteira de 90°.....	71
	APÊNDICE B – Média N10 com ponteira de 60°.....	72
	APÊNDICE C – Projeto Básico de DPL.....	73
	ANEXOS A – Folha de Registro para medidas N10.....	74
	ANEXOS B – Laudo de sondagem SPT do local 1.....	75
	ANEXOS C – Laudo de sondagem SPT do local 2.....	80
	ANEXOS D – Laudo de sondagem SPT do local 3.....	82
	ANEXOS E – Laudo de sondagem SPT do local 4.....	84

1. INTRODUÇÃO

Sondagem dos solos é o processo que explora as camadas do subsolo a fim de buscar o seu reconhecimento para se obter informações que auxiliem no processo de dimensionamento de fundações de acordo com as características encontradas no terreno em que se pretende construir uma edificação.

Todas as estruturas sob a superfície do solo exercem cargas solicitantes sob ele, sendo que estas são transferidas para o solo através das fundações, podendo ser profundas ou rasas. A sondagem é necessária para todas as obras, sejam elas de edificações, barragens, transporte, etc., porém para edificações, o mais comum no Brasil é ser realizada apenas para estruturas de grande porte, sendo as menores negligenciadas.

Diante deste fato se faz necessário que as fundações sejam concebidas e construídas baseadas em um bom projeto e controle de qualidade prévio, sendo que elas permanecem no subsolo durante toda a vida útil da estrutura, impossibilitando uma inspeção constante.

Na cidade de Açailândia, é possível notar que em obras de pequeno porte os projetos de fundações baseiam-se em experiências adquiridas empiricamente por parte daqueles que realizam tais construções, sendo o principal motivo para este fenômeno, o corte de custos e restrições quanto ao uso do método mais difundido na região, o *Standard Penetration Test* (SPT).

Sendo assim, busca-se soluções alternativas que se adequem a realidade da mão de obra, economia e características particulares do tipo de solo da região, sendo o método de investigação do solo com *Dynamic Penetrometer Light* (DPL), de execução simples e custo de menor representatividade em relação ao custo total da obra, uma possível alternativa.

Apesar da padronização e regulamentação do método de investigação do solo com DPL já tenha sido implantada em vários países com diferentes adaptações de utilização, sendo as normas referentes a este método de ensaio a DIN 4094-1:2002 - *Subsoil – Field Investigation – Cone penetration tests* da Alemanha, nos Estados Unidos a ASTM - D6951-03:2009 - *Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*, e na Espanha a UNE-EN ISO 22476-2 - *Geotechnical investigation and testing - Dynamic Probing*.

O Brasil ainda não apresentou uma proposta de norma que padronize oficialmente os parâmetros de construção do equipamento, sendo a entidade responsável a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) por essa formalização.

O estudo de viabilidade e precisão de resultados a partir de métodos não difundidos no Brasil, porém que já possuem padronizações em outros países, busca abranger o seguimento de obras de pequeno porte que são realizadas sem o devido estudo das propriedades mecânicas do solo previamente à construção.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral.

Verificar a viabilidade técnica e prática do método de investigação de subsolo com DPL na região Tocantina do Maranhão para realização de projetos de fundações.

1.1.2 Objetivos Específicos.

- Fabricar o equipamento *Dynamic Penetrometer Light* (DPL) com mão de obra e materiais presentes na região de estudo.
- Comparar os resultados calculados de tensões admissíveis do solo pelo método padronizado em norma mais difundido na região com os resultados obtidos a partir do ensaio DPL.
- Observar o comportamento do equipamento fabricado quando submetido a sondagens em solos com propriedades físicas e mecânicas distintas.

1.2 Organização da monografia.

Esta monografia se organiza em 5 seções, conforme os tópicos a seguir:

Seção 1: Se compõe da introdução ao trabalho, justificativa do assunto abordado, seus objetivos e organização.

Seção 2: Expõe as literaturas revisadas para elaboração do trabalho, estabelecendo os principais tipos de ensaios para obtenção de parâmetros geotécnicos, entre eles o DPL, descrevendo os elementos que o constituem,

bem como os parâmetros de fabricação e procedimento de ensaio de acordo com os teóricos disponíveis.

Seção 3: Descreve os materiais para fabricação, os locais que foram submetidos as sondagens e os métodos utilizados pelo autor nos ensaios realizados.

Seção 4: Define os resultados obtidos através dos ensaios DPL nos locais alvo de estudo, bem como observações quanto ao comportamento do aparelho.

Conclusões: Estabelece as principais conclusões sobre o trabalho desenvolvido.

2. REVISÃO DE LITERATURA

Esta pesquisa teve como base bibliográfica as normas regulamentadoras brasileiras e internacionais, livros didáticos baseados em mecânica dos solos, artigos científicos e projetos acadêmicos relacionadas aos ensaios de sondagem dos solos.

2.1 Definição de solo

Na engenharia Civil, a mecânica dos solos é o estudo realizado para prever o comportamento de maciços terrosos ao se aplicar forças ou movimentação, para este caso, o solo pode ser definido como todo material da crosta terrestre escaváveis sem a necessidade de explosivos. (IGO F. LESPSCH, 2013).

De acordo com o DNIT (2021) solo é o corpo natural constituído de frações sólidas, líquidas e gasosas denominados horizontes que apresentam seções paralelas ao plano horizontal que condizem com o seu processo de formação, estruturado por elementos provenientes de materiais minerais e orgânicos que sofreram o processo de pedogênese, sujeitos a ação antropológica.

Segundo Vargas (1997) os solos podem ser classificados em dois grandes grupos, os solos coesivos e não-coesivos. As suas estruturas são definidas pelo arranjo e configuração das partículas entre si, onde a forma, a granulometria e a composição mineralógica dessas partículas afetam a sua estrutura.

2.1.1 Solos coesivos

Os solos coesivos possuem geralmente grandes quantidades de argila, que pelos seus grãos muito pequenos e impossíveis de distinguir a olho nu (grãos menores que 0,002 mm), retém água por longos períodos de tempo entre seus espaços vazios (PROENC, 2012). A resistência ao cisalhamento para solos coesivos depende do ângulo de atrito entre as partículas e também da coesão do solo (SILVA & CARVALHO, 2007).

2.1.2 Solos não coesivos

Os solos não coesivos apresentam duas ordens principais, com grãos isolados e alveolares, sendo que a forma, granulometria e a disposição das partículas influenciam sob a densidade do agrupamento, sendo assim solos com

estrutura alveolar, ou seja, com uma característica de índice elevado de vazios, possuem tendências ao recalque quando submetidos a cargas elevadas (Das & Sobhan, 2019).

2.2 Fatores de Formação dos Solos

O processo de formação dos solos começa com o intemperismo de uma rocha que promove a quebra física, mudanças químicas e processos biológicos, transformando a rocha original em um material solto denominado de saprólito ou solo jovem, permitindo a vida de plantas e micro-organismos vivos. Os processos físicos podem ser listados a ação do vento, pressão, atrito entre partículas de solo e variação de temperatura, dentre os processos químicos estão a atuação da água, sais, ácidos e bases. Para os processos biológicos temos a ação de micro-organismos, matéria orgânica, entre outros. (Igo F. Lespsch, 2013).

Segundo Pereira (2019) existem 5 principais fatores para a formação de um solo, sendo eles:

- Material de origem: precursores geológicos ou orgânicos do solo
- Clima: com destaque para a precipitação pluvial e a temperatura
- Biota: vegetação, organismos vivos, animais do solo e seres humanos
- Relevo (ou topografia): inclinação, aspecto e posição do terreno
- Tempo: Período em que o material de origem realiza para se transformar em solo.

2.3 Tipos de fundações

Para se realizar um projeto de fundação que garanta a segurança, funcionalidade e durabilidade de uma estrutura sob ação das cargas de serviço se faz necessário conhecer as camadas reais do subsolo do local ao qual a mesma será construída, sendo obtido os resultados de ensaio de laboratório a partir da prospecção realizada previamente à construção (Alonso, 1991; Das & Sobhan, 2019).

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a investigação geotécnica insuficiente e interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de

projeto, custos associados a alterações construtivas, atrasos no cronograma, gastos em correções pós construtivos, além de risco de colapso da estrutura. Comumente negligenciada em obras de pequeno porte, geralmente por motivos econômicos, e ainda presentes em obras de médio porte, a normalização vigente, ABNT NBR 6122/2019 - *Projeto e execução de fundações*, devem nortear o método de investigação, número mínimo de furos de sondagem e a profundidade de exploração (MILITISKY, CONSOLI & SCHNAID, 2015).

Segundo a norma ABNT NBR 6122 (2019), estruturas de fundações podem ser definidas como elementos que transmita a carga ao terreno, pela base ou pelas superfícies laterais, responsáveis por suportar tensões geradas por esforços solicitantes da estrutura trabalhando junto ao solo e não devem apresentar grandes deformações ou recalques, as definições são:

- Fundação Rasa (Direta ou Superficial): A base da fundação está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo neste ponto as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada.

Segundo Texeira e Godoy (apud Falconi et. al, 2019) as fundações rasas mais utilizadas são os blocos, elementos de apoio de concreto simples, caracterizados por uma altura grande relativa a sua profundidade necessária para que trabalhe a compressão, e as sapatas construídas em concreto armado que possuem altura menor que os blocos e resistindo principalmente a esforços de flexão.

- Fundação Profunda: transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m.

De acordo com Alonzo (apud FALCONI et. al, 2019), os principais tipos de fundações profundas são as estacas, divididas em estaca raiz e estaca escavada com injeção, e os tubulões que se diferenciam das estacas pelo fato de possuírem um alargamento da base executado pela descida de um colaborador até o fundo da escavação previamente realizada. Os tubulões possuem dois tipos básicos, sendo a céu aberto sem possuir revestimento, e a ar comprimido revestidos de concreto armado ou uma camisa de aço.

De forma geral, é indicado um estudo de alternativas e fazer a escolha com base em menor custo e prazo de execução e em fatores de projeto como características geotécnicas do local, da grandeza das cargas entre outros (Alonso, 1991; Hachich, 2019). A escolha da solução de fundação mais adequada para uma determinada condição de projeto deve ser norteadas por fatores técnicos e econômicos sendo fundamental o conhecimento das características do solo e dos carregamentos que serão ao solo.

2.4 Tensão admissível dos solos

A NBR 6122/2019 determina que, a previsão de cargas em fundações deve seguir os seguintes métodos:

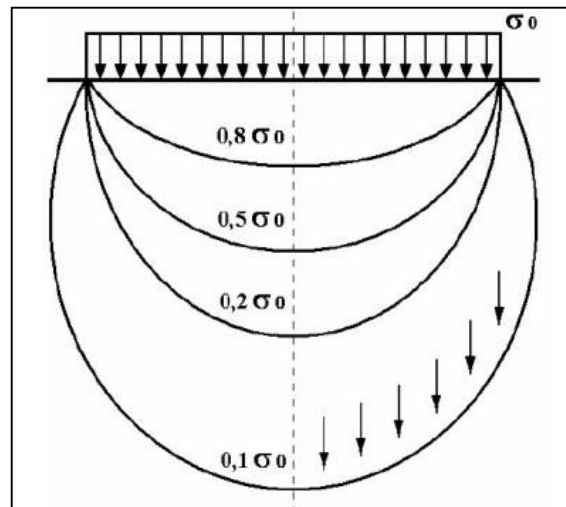
- Prova de carga sobre placa, sendo o ensaio realizado conforme a ABNT 6489/2019: *Solo – Prova de carga estática em fundação direta*.
- Métodos teóricos, sendo estes métodos analíticos estudados pela mecânica dos solos que é determinado a partir da compressibilidade e resistência de cisalhamento do solo.
- Métodos semi-empíricos, que relacionam resultados de ensaios de solo, como o SPT, CPT e etc. com tensões admissíveis, respeitando a validade de suas aplicações, dispersão de dados e limitações agregadas a cada um dos métodos.

2.5 Bulbo de tensões dos solos

Com os estudos iniciais sobre mecânica dos solos, verificou-se que uma carga projetada em uma área definida da superfície de um solo, gera acréscimos de tensões em certa profundidade, nas laterais e na projeção, não se limitando somente a área submetida aos carregamentos. (Pinto, 2006)

A distribuição de tensões ao longo de planos horizontais em diferentes profundidades tem forma de sino, em cuja na seção transversal pode ser traçado um número infinito de isóbaras, cada uma das quais corresponde à pressão para cada profundidade (Marangon, 2009). Pressupõe-se que tensões abaixo de 10% da pressão de contato não tenham efeito na deformabilidade do solo, portanto, esta isóbara definiria a zona deformada do solo. A figura formada por esse conjunto de isóbaras denomina-se bulbo de tensões, conforme se observa na Figura 1.

Figura 1 - Bulbo de Tensões



Fonte: Marangon (2009).

Quanto maior o tamanho da fundação maior será a área de terra afetada pelas tensões e que as tensões podem ser consideradas desprezíveis a partir da profundidade descrita pela equação 1, e esquematizada pela a Figura 2 a seguir:

$$z_0 = \alpha * B$$

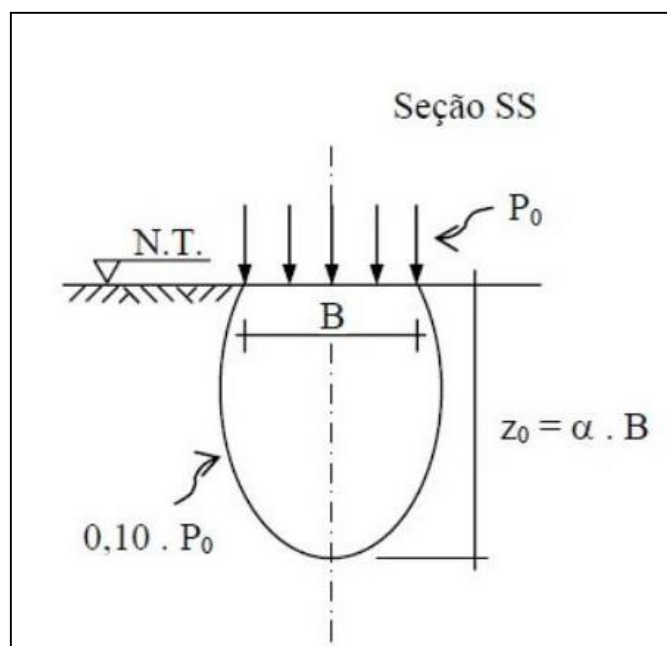
Equação 1

Onde,

L - Maior dimensão da fundação;

B - Menor dimensão da sapata;

α - Depende do formato e das dimensões da fundação.

Figura 2 - Profundidade do bulbo de Tensões

Fonte: Marangon (2009).

O coeficiente α é dado pela Tabela 1 a seguir:

Tabela 1 - Valores de α para cálculo do bulbo de tensões.

Forma de área carregada	α
Circular ou quadrada $\frac{L}{B} = 1$	~2,0
	~2,5
Retangular $L * B$	~3,0
	~3,54
	~4,0
	~4,25
	~5,25
	~5,50
Infinitamente Longa	~6,50

Fonte: Adaptado de Marangon (2009).

2.6 Métodos de Sondagem dos Solos.

O mercado brasileiro apresenta uma diversidade de equipamentos e procedimentos para sondagens de solos, sendo necessário o estabelecimento de um plano que se adeque as características próprias da região de estudo. O conhecimento teórico, experiência, normas regulamentadoras e práticas

regionais devem ser consideradas durante o processo de seleção do método a ser escolhido (SCHNAID e ODEBRECHT, 2014).

2.6.1 Ensaio CPT (*Cone Penetration Test*).

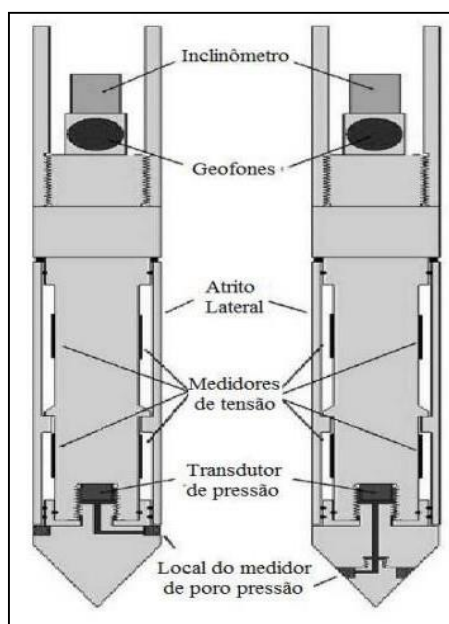
Segundo Robertson (1990), o ensaio CPT, têm inúmeras aplicações em diferentes tipos de solos. Embora o ensaio CPT seja considerado limitado em algumas camadas de solos, este apresenta grandes vantagens no que diz respeito à velocidade de ensaio quando comparado aos demais métodos de ensaio, assim como à sua precisão, eliminando a variável humana e de operação que pode conseqüentemente eliminar erros de execução.

Com relação às suas desvantagens, Mayne (2007) afirma que o CPT apresenta um alto custo de investimento na aquisição do ensaio e o equipamento em si, o operador deve possuir qualificação para o manuseio adequado do equipamento, a penetração pode ser dificultada quando os horizontes do solo apresentam camadas com alto índice de cascalho em sua composição, além de ser possível a obtenção de amostras de solo com este método de ensaio.

De acordo com Meigh (1987) no ensaio CPT, uma das extremidades da haste é empurrada para dentro do solo, sendo que na outra extremidade é conectado um equipamento na superfície que é responsável por realizar as medições contínuas do ensaio, fazendo a leitura de propriedades geotécnicas e informações relacionadas a estratificação do solo.

O ensaio CPT consiste na cravação de um cone com formato cônico com o ângulo da ponta de 60° e seção transversal de 10 cm² a 15 cm² (Figura 3) dependendo da profundidade ou resistência do solo submetido ao ensaio, com velocidade constante de perfuração de 20 mm/s (Mayne, 2007). A padronização do ensaio CPT foi realizada no Brasil pela norma ABNT NBR 12069/1991: *Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)*.

Figura 3 - Geometria de um cone utilizado em ensaio CPT.



Fonte: Mayne (2007).

Para as dimensões típicas das ponteiros tem-se as seguintes dimensões de projeto de acordo com a tabela 2 a seguir.

Tabela 2 – Dimensões das ponteiros de ensaio CPT

Ponta cônica	Área da ponta	Área da luva
<10 cm ²	2 cm ²	3004 mm ²
	5 cm ²	7510 mm ²
=10 cm ²	10 cm ²	15000 mm ²
> 10 cm ²	15 cm ²	22532 mm ²
	40 cm ²	60085 mm ²

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2014).

Os sistemas de cravação são constituídos de uma estrutura que aplica cargas a partir de um sistema hidráulico, conectado a um motor a combustão ou elétrico, com uma válvula reguladora que permite o controle da velocidade da perfuração.

Os sistemas em terra podem ser posicionados sobre caminhões, tratores de rodas ou esteiras, possuindo capacidade entre 50 kN e 200 kN, onde a reação para os esforços de cravação é obtida pelo próprio da estrutura de forma automática ou manual (Schnaid et al., 2009). A figura 4 a seguir representa um sistema de cravação sob trator esteira.

Figura 4 – Exemplo de sistema de cravação (Trator esteira)



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

Para sistemas de cravação em água são utilizadas plataformas auto elevatórias, embarcações dedicadas ou sistemas submergíveis (Schnaid et al., 2009), a figura 5 exemplifica um tipo de sistema utilizado em cravações sob a lamina d'água.

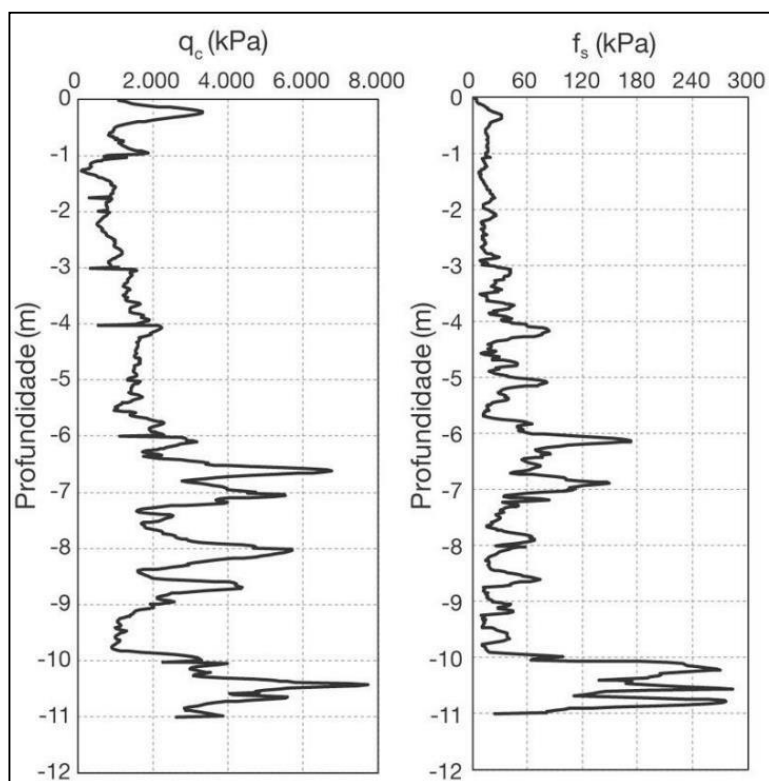
Figura 5 – Exemplo de sistema de cravação (plataforma auto elevatória).



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

Para o CPT as propriedades adquiridas durante o ensaio são a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), sendo estes resultados representados de maneira que correlacione suas medidas com a profundidade do ensaio. Um típico resultado deste modelo de ensaio pode ser observado na Figura 6 a seguir.

Figura 6 – Exemplo de resultado típico de ensaio CPT.



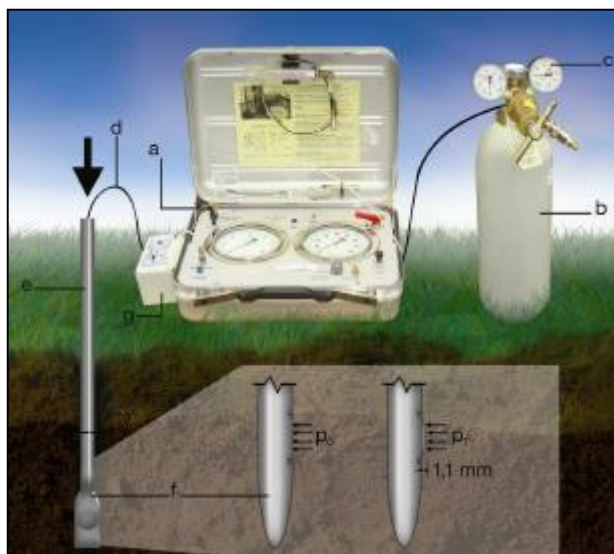
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

2.6.2 Ensaio DMT

O DMT, desenvolvido por Marchetti em 1980 é um ensaio simples, possui alta repetibilidade e seus resultados podem ser correlacionados com o tipo de solo, o coeficiente de empuxo de repouso, a resistência não drenada, ângulo de atrito, a razão de pré-adensamento, módulo de deformabilidade, entre outros.

Segundo Rocha e Giacheti (2016) a realização do ensaio DMT consiste na cravação da lâmina em profundidade, geralmente em intervalos de 200 mm, e determinação das pressões necessárias para deslocar a membrana metálica, de modo que esta perca o contato com o equipamento sensível (denominada leitura A), aquela necessária para provocar um deslocamento de 1,1 mm (leitura B) e a pressão remanescente após a liberação do gás (leitura C). A Figura 7 abaixo representa o esquema de ensaio.

Figura 7 – Esquemática do ensaio DMT



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

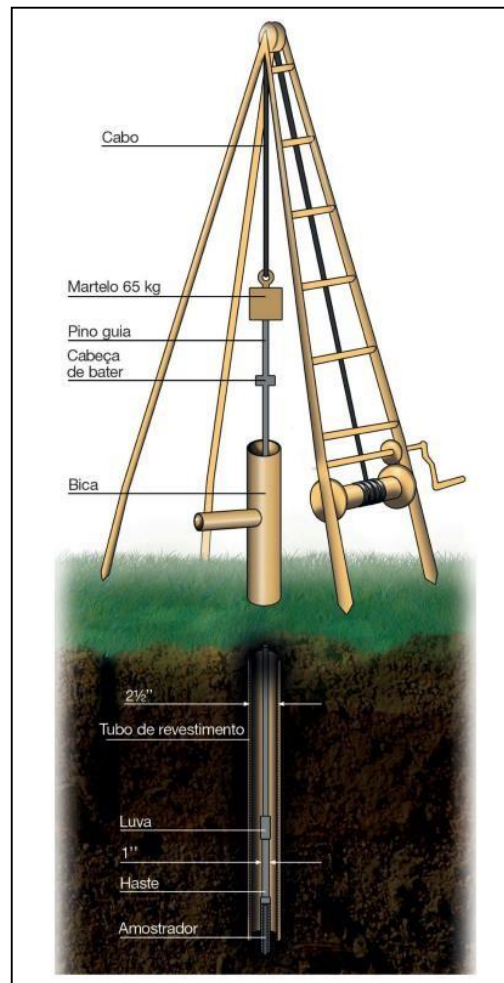
2.6.3 Ensaio SPT

O *Standard Penetration Test* (SPT), é o mais popular, prático e econômico modelo de investigação geotécnica padronizado no Brasil, sendo possível analisar a densidade dos solos granulares, aplicado em solos coesivos e rochas brandas.

A sondagem a percussão com SPT facilita a escolha das características da fundação, não importando o porte da obra, influenciando os padrões de qualidade, segurança, economia, e a variação do solo de um determinado ponto de estudo torna necessária a execução de sondagens em todos os projetos de fundações (Câmara e Pereira, 2005).

A ABNT NBR 6484:2020 – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, prescreve o método correto de se executar a sondagem, consistindo na perfuração com um modelo de amostrador padrão, para cada metro do solo, auxiliando na determinação dos tipos de solo em seus respectivos horizontes, além da relação de resistência à penetração a cada metro. A figura 8 ilustra o equipamento de ensaio.

Figura 8 - Aparato de ensaio utilizado no SPT.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

De acordo com a ABNT NBR 6484:2020 - o ensaio inicia-se com a sondagem do solo a partir da superfície até 1 metro de profundidade com a cavadeira manual ou trado, onde se é recolhida uma amostra. As amostras colhidas no ensaio devem ser serem identificadas pelas seguintes características:

- Granulometria;
- Plasticidade;
- Cor;
- Origem.

A partir de 2 metros de perfuração, o amostrador é fixado nos bastões do aparelho e inicia-se o procedimento com o mesmo. Um peso de 65 quilogramas é posicionado a uma altura de 75 cm com auxílio de uma corda e em seguida é

solto, em queda livre, transferindo a energia para o amostrador. O procedimento repete-se até que 45 cm do solo seja penetrado, sendo que a cada 15 centímetros é realizado o registro numérico do número de golpes do martelo cada profundidade e o valor de N_{spt} , este sendo a soma do número de golpes para que se penetre o amostrador nos últimos 30 cm do equipamento no solo. A tabela 3 apresenta o estado de compacidade e consistência dos solos segundo a ABNT 6484 (2020).

Tabela 3 – Estado de compacidade e consistência

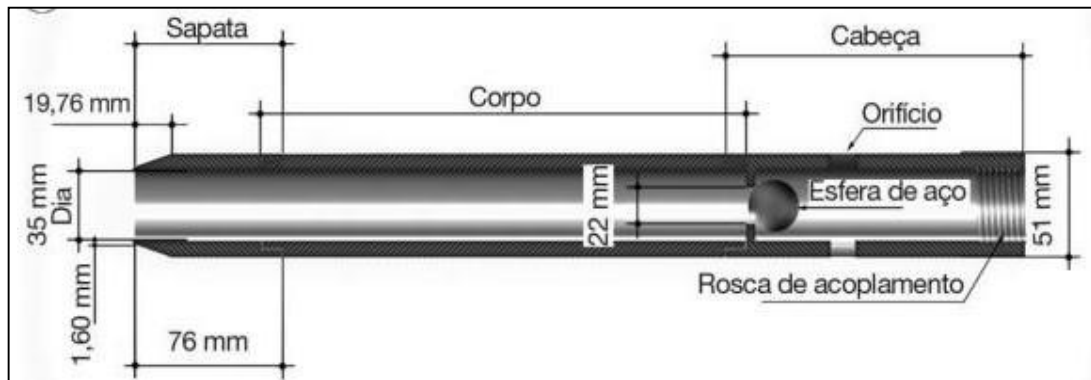
Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areia e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole (o)
	3 a 5	Mole (o)
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	20 a 30	Muito rija (o)
	> 30	Dura (o)

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6484 (2020).

O equipamento utilizado no SPT consiste de seis partes individuais que compõem o aparato de ensaio completo, sendo eles:

- Amostrador: constituído de três partes, cabeça, corpo e sapata, possuindo dimensões padronizadas, sem possuir tolerância de variações nestas medidas. A ABNT NBR 6484:2020 define o amostrador padrão Raymond de acordo com a figura 9 a seguir:

Figura 9 – Amostrador padrão “Raymond”.

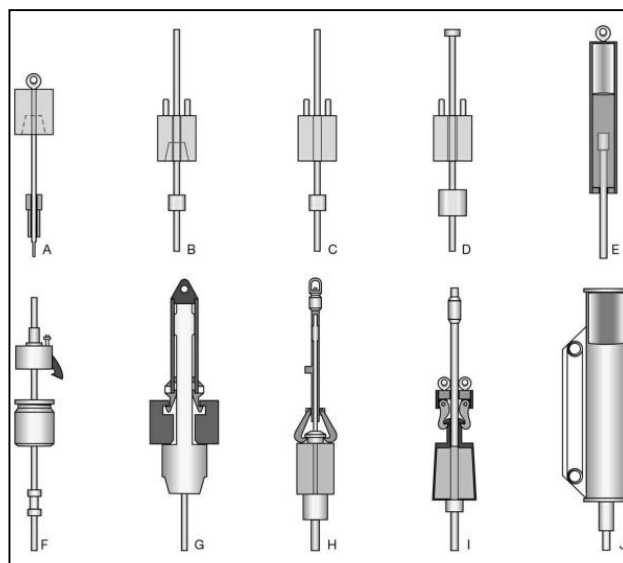


Fonte: ABNT NBR 6484 (2020).

- Haste: Tubos metálicos com roscas em suas extremidades que permitem a conexão entre elas, possuindo 3,23 kg por metro de extensão, caso haja empenamentos, pode ocorrer a transferência de energia pelo martelo para a parede da perfuração, camuflando o real número de golpes necessários para a perfuração do amostrador.
- Martelo: O martelo de aço possui massa de 65 kg, e é o responsável pela aplicação de energia sob as hastes e o amostrador. Possuindo diferentes configurações o martelo tem suas dimensões e geometria definidos pela ABNT NBR 6484:2020. A figura 10 a abaixo ilustra os diferentes tipos de martelo que podem ser utilizados no SPT.

•

Figura 10 – Configurações para o Martelo (SPT).



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

As configurações A, B, C, D e E, não possuem controle de altura da queda do martelo. F, G, H, I e J possuem controle de queda, sendo F, G, H, I por sistemas de gatilhos acionados manualmente e o martelo de configuração J é denominado martelo automático.

- Cabeça de Bater ou bigorna: Parte cilíndrica de aço que transmite a energia da queda do martelo para a haste com dimensões padronizadas pela ABNT NBR 6484:2020, possuindo massa de 3,5 kg a 4,5 kg.
- Sistema de perfuração: Elemento utilizado para a realização da pré perfuração que ocorre antes do início do ensaio, com destaque para os trados manuais tipo helicoidal e concha.

Os resultados obtidos no ensaio SPT é apresentado em uma planilha padrão, que descreve os horizontes do solo, quantidade de golpes necessários para a penetração do amostrador de acordo com sua profundidade, representação do nível freático, posição e cota dos furos (Schnaid e Odebrecht, 2014). Um exemplo típico da representação dos dados pode ser visto na figura 11 a seguir:

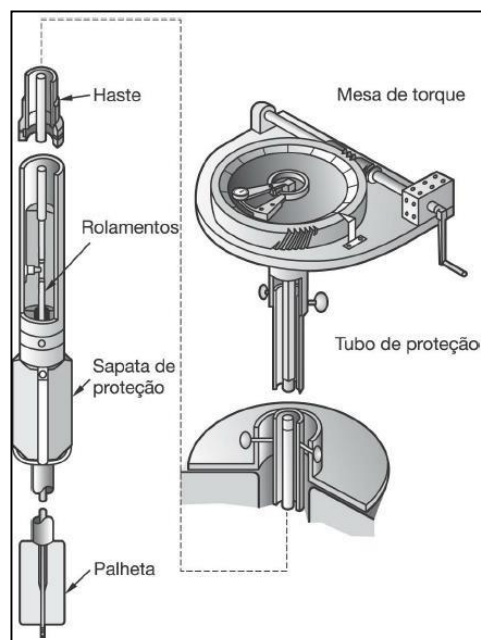
- No mínimo 1 (Perfurações) para cada 200 m² de área de projeção, até 1200 m²;
- Entre 1200 m² e 2400 m², 1 sondagem a cada 400 m² que excedem de 1200 m².

2.6.5 Ensaio de palheta (*Vane Shear Test*)

O ensaio de palheta, conhecido internacionalmente como *Vane Shear Test*, é muito utilizado na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) de depósitos de argilas moles devido à sua velocidade, custo menor que os demais ensaios padronizados e simplicidade de sondagem. Além disto também pode ser utilizado em solos de granulometria fina, como siltes, resíduos de mineração e outros tipos de solos, em que é necessário estimar a resistência não-drenada.

No ensaio utiliza-se uma palheta de seção cruciforme que, cravada em argilas saturadas, de consistência mole a rija, é submetida ao torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não-drenadas. Portanto é necessário conhecer a natureza do solo previamente onde será realizado o ensaio, para avaliar a sua aplicabilidade e também para interpretar adequadamente os resultados (SCHNAID E ODEBRECHT, 2014). A figura 12 a seguir apresenta o equipamento utilizado no ensaio de palheta (*Vane Test*).

Figura 12 – Equipamento de ensaio *Vane Test*.

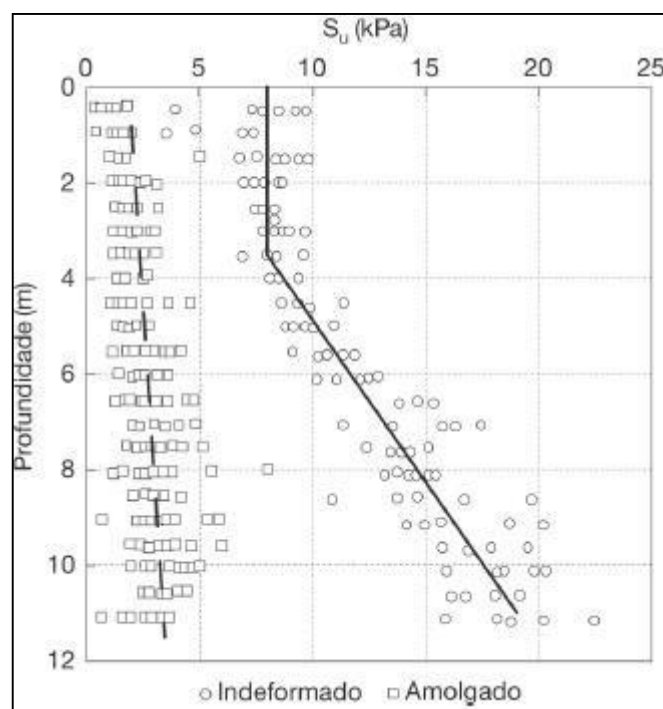


Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

A norma ABNT NBR 10905:1989 – Solo – ensaios de palheta *in situ*, padroniza o processo de ensaio, onde a palheta padrão de campo possuem forma retangular, com diâmetro de aproximadamente 65 mm, e espessura de 1,95 mm. A velocidade de carregamento é, geralmente, de 6º/min. A instalação da composição e o posicionamento da palheta devem, preferencialmente, ser realizados com sistemas hidráulicos, similares aos utilizados no ensaio do cone.

Os resultados do ensaio de palheta são dispostos em um gráfico de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) por profundidade. Um exemplo típico de um resultado por este método pode ser visto na figura 13.

Figura 13 – Exemplo de resultado ensaio de palheta.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

2.6.6 Ensaio Pressiométrico

O equipamento de ensaio pressiométrico consiste em uma sonda, um painel que controla a pressão, o volume e uma fonte de pressão. A unidade de controle dispõe dos componentes necessários à pressurização da sonda e ao monitoramento da deformação subsequente da parede da cavidade, por meio de um volumímetro.

A sonda é formada por um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes, formadas por duas membranas de borracha. A célula central, é

denominada simplesmente de célula de medição, e as externas, denominam-se de células de guarda, que são preenchidas com gás comprimido.

O equipamento utilizado neste ensaio é reconhecido e utilizado como ferramenta rotineira de investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solos in situ (Schnaid e Odebrecht, 2014).

Segundo Dourado (2005) no pressiômetro de Ménard (Figura 14) a expansão dessa cavidade na massa de solo pode ser interpretada através dos conceitos fundamentais das Teorias da Elasticidade e da Plasticidade a fim de se obter os resultados das características do solo analisado.

Figura 14 – Ilustração do pressiômetro tipo Ménard.



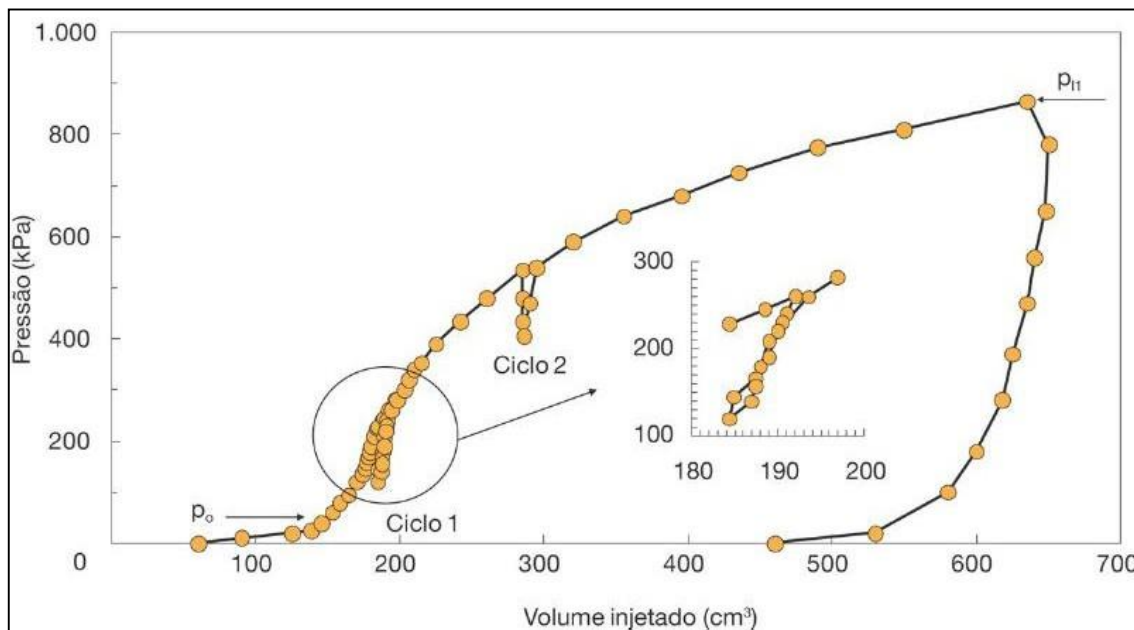
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Para Bosch (1996), o pressiômetro de Ménard é dividido em três partes: a sonda, a unidade controladora de pressão e volume (CPV) e a tubulação coaxial. A CPV, que permanece na superfície do terreno, tem a função de controlar e monitorar a expansão da sonda. A tubulação coaxial liga a CPV com a sonda, e permite o fluxo de água e gás entre ambas.

Os resultados são dispostos em um gráfico de Pressão (kPa) gerada pelo solo por volume de gás comprimido injetado (cm³) no sistema. Um exemplo de

resultado obtido a partir do ensaio pressiométrico do tipo Ménard está respresentado na figura 15 a seguir:

Figura 15 - Exemplo de resultado para ensaio Pressiométrico.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

2.6.7 Ensaio DPL

De acordo com Lobo (2009) a aplicação de uma abordagem racional de interpretação de ensaios dinâmicos, a partir do desenvolvimento de uma rotina numérica embasada na técnica de diferenças finitas, abre uma gama de aplicações na prática de engenharia, reduzindo custos e incorporando maior confiabilidade aos projetos.

O DPL, introduzido no Brasil desde 2001, foi desenvolvido e patenteado por Thomas Nilsson sob o nome “DPL Nilsson”, sendo o mesmo baseado e desenvolvido a partir do conceito de *Dynamic Probing* (DP), que normatiza e compreende os penetrômetros de portes leve, médio e pesado. Este penetrômetro portátil é útil para avaliação da resistência da ponta e o atrito lateral, em solos moles até rijos, para uma profundidade de 12 m. A operação não precisa de água ou fonte de energia (Nilsson, 2004).

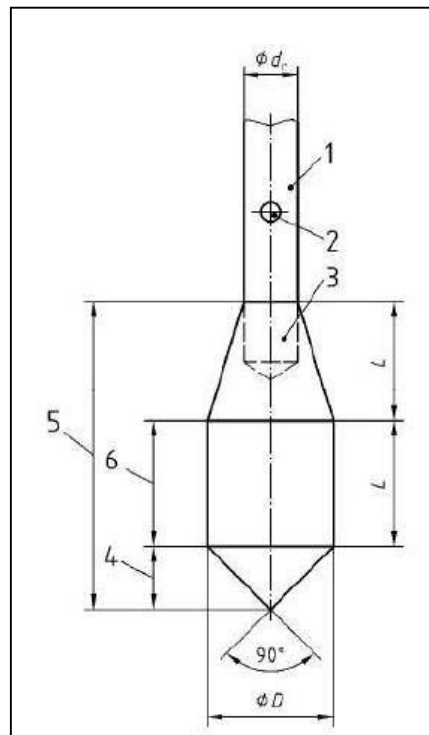
A Tabela 4 determina as dimensões do equipamento e a figura 16 e 17 os parâmetros para construção da ponteira de acordo com a UNE-EN ISO 22476-2:2014 - *Geotechnical investigation and testing - Part 2: Dynamic Probing*.

Tabela 4 – Dimensões e massas do aparato de penetração dinâmica leve.

Aparato para ensaios de penetração dinâmica	Simbologia	Unidade	DPL (Leve)
Massa do Martelo,	m	kg	$10 \pm 0,1$
Altura de queda	h	mm	500 ± 10
Diâmetro cabeça de impacto	d	mm	$50 < d < D_h^a$
Massa (máx) da “bigorna” incluindo barra guia.	m	kg	6
Cone de 90°			
Área nominal da base	A	cm^2	10
Diâmetro da base nova	D	mm	$35,7 \pm 0,3$
Diâmetro da base desgastada (mín.)		mm	34
Comprimento da camisa cilíndrica	L	mm	$35,7 \pm 1$
Comprimento da ponta cônica		mm	$17,9 \pm 0,1$
Desgaste máximo permitido da ponta		mm	
Barras de extensão			
Massa (máx.)	M	kg/m	3
Diâmetro exterior (máx.)	d_r	mm	22
Desvio da barra:			
5 m inferiores		%	0,1
Nos demais		%	0,2
Trabalho específico por golpe	Mgh/A E_n	kJ/m^2	50

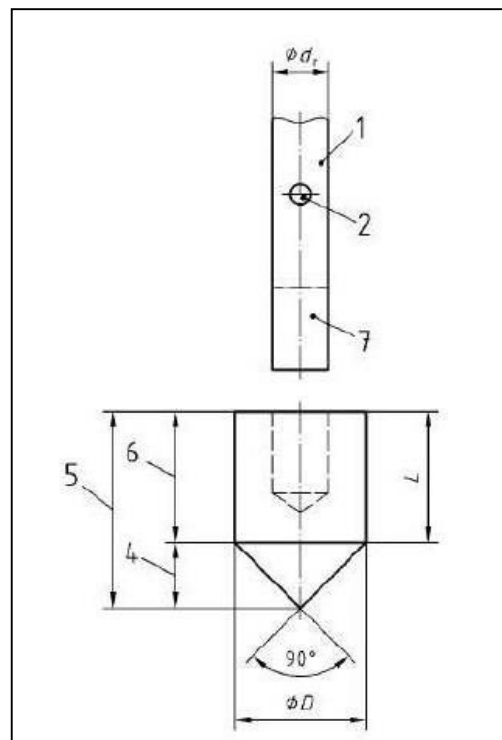
Fonte: Adaptado de UNE-EM ISO 22476-2 (2014).

Figura 16 – Ponteira do tipo fixa.



Fonte: UNE-EM ISO 22476-2 (2014).

Figura 17 – Ponteira do tipo encaixada



Fonte: UNE-EM ISO 22476-2 (2014).

Onde,

1 – Barra de extensão;

2 – Furo de inspeção (opcional);

3 – Rosca;

4 – Ponta do cone;

5 – Comprimento do cone;

6 – Camisa cilíndrica;

7 – Montagem por encaixe;

L – Comprimento da camisa cilíndrica;

D – Diâmetro da base;

d_r – Diâmetro da barra.

Os ensaios iniciam com um furo pré realizado com diâmetro de 15 cm a uma profundidade de 30 cm. É inserida uma haste, com a ponteira montada, colocando logo em seguida este conjunto no furo, com a ponteira direcionada em prumo vertical ao solo.

Segundo Nilson (2004) os ensaios com o DPL devem ser realizados da seguinte maneira:

“O martelo é inserido na guia e encostado no coxim. O martelo é levantado e deixado cair livremente 50 cm, esse procedimento é repetido enquanto as hastes descem, até que a parte inferior do batente esteja a 10 cm do solo. Em solos finos com baixa permeabilidade a velocidade dos golpes não deve ultrapassar 30 golpes por minuto para evitar reflexo da energia emitida.”.

O processo de sondagem com DPL é repetido até que a leitura de N_{10} , ou seja, registro do número de golpes para cada 100 mm de penetração, não apresente grandes variações pois os solos podem dependendo da época do ano apresentar valores de umidade que variam com as condições meteorológicas do local, sendo umidade uma variável indispensável para o entendimento geotécnico que atua em diferentes escalas espaciais e temporais (Entin et al, 2000).

2.6.8 Interpretação de dados DPL.

Para cálculo de parâmetros geotécnicos de acordo com a norma Espanhola, UNE-EN ISO 22476-2:2014 utiliza-se primeiramente a Equação 2 para o cálculo da energia teórica transmitida ao cone de penetração:

$$E_{teor} = m * g * h \quad \text{Equação 2}$$

Onde,

E_{teor} – Energia teórica transmitida ao cone (J);

m – massa do martelo (kg);

g – aceleração da gravidade (m/s^2)

h – altura da queda do martelo (m), ou o tamanho da barra guia do DPL.

Para valores de resistência de trabalho para penetração no solo, utiliza-se as equações 3 a seguir:

$$r_d = \frac{E_{teor}}{A * e} \quad \text{Equação 3}$$

Onde,

r_d - Resistência de trabalho para penetração no solo (N/cm^2);

E_{teor} – Energia teórica transmitida ao cone (J);

A - Área de base do cone (cm^2);

e - Penetração média por golpe (m).

A resistência de ponta é calculada pela equação 4 a seguir.

$$qd = \frac{m}{m + m'} * r_d \quad \text{Equação 4}$$

Onde,

qd – Resistência da ponta para o DPL (N/cm^2);

m - massa do martelo (kg);

m' = massa total das hastes de extensão, cabeça de impacto e barra guia (kg).

r_d - Resistência de trabalho para penetração no solo (N/cm^2);

Como este trabalho busca uma solução de método de sondagem mais acessível para projetos de fundações, se utilizará os dados encontrados a partir do DPL para cálculo de tensões admissíveis dos solos estudados.

Para fundações rasas o método de Huarte (apud Nilsson, 2008) é utilizado de acordo com a equação 5:

$$\sigma_{adm} = \frac{(q_d)}{20} \quad \text{Equação 5}$$

Onde,

σ_{adm} - Tensão admissível do solo (kgf/cm²);

q_d - Resistência de ponta do cone (N/cm²).

2.7 Regressão Linear

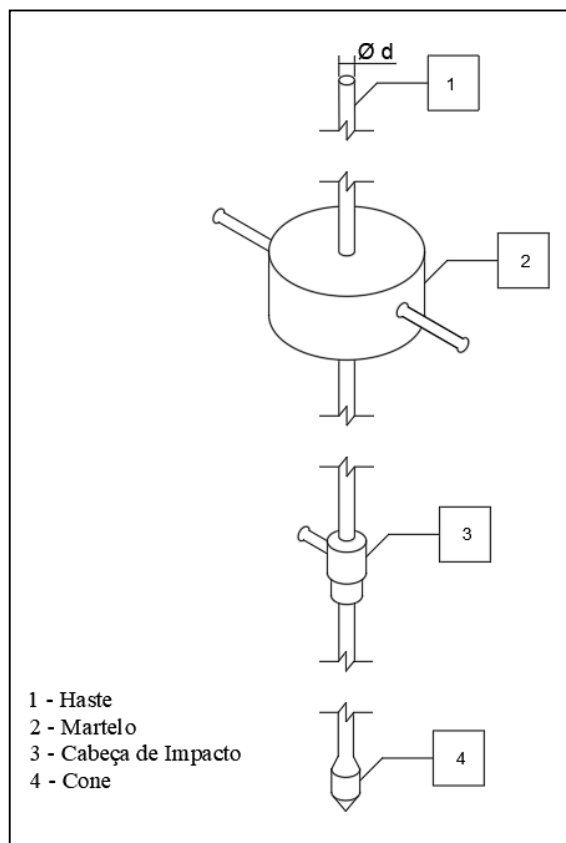
Segundo Angrist e Pischke (2009), pode-se entender os modelos de regressão como um dispositivo computacional para estimação de diferenças entre um grupo de tratados e um grupo de controle. A variável dependente y , é aquela cujo comportamento será explicado pela disposição da variável x , chamada de variável independente.

A regressão linear simples tem o objetivo de estimar a equação de uma reta descrita como $y = a + bx$, sendo que a partir desta equação será determinada a inclinação da reta, que fornece o efeito da variável dependente da mudança de uma unidade da variável independente. A reta de regressão é a base que irá permitir prever o comportamento de Y a partir de X (CHEIN, 2019).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O aparelho utilizado possui as dimensões de acordo com norma europeia que descreve os parâmetros de construção para penetrômetros dinâmicos UNE-EN ISO 22476-2:2014 de acordo com a Tabela 4. A Figura 18 ilustra a configuração geral de um *Dynamic Penetrometer* segundo a ASTM D6951-03:2010.

Figura 18 – Configuração padrão de um DP.



Fonte: Adaptado de ASTM D6951-03 (2010).

O equipamento foi fabricado na cidade de Açailândia – MA, com a utilização de um torno mecânico (Imagem 19) para obtenção das medidas encontradas na Tabela 4 (Página 37), com barras de aço com bitolas de 19 mm (3/4”), sendo este diâmetro escolhido pela disponibilidade de compra na cidade para confecção das hastes extensoras e barra guia, o projeto básico esta apresentado no Apêndice C, realizando orientações diretamente ao fabricante para se obter as medidas de acordo com a norma.

Figura 19 – Torno mecânico.



Fonte: Autor (2023).

A barra guia possui uma altura de queda de 50 cm e diâmetro da bitola de 19 mm (3/4”), com uma massa de 1,81 quilogramas incluindo a massa do cabo. A figura 20 a abaixo ilustra o elemento confeccionado.

Figura 20 – Barra guia e cabo



Fonte: Autor (2023).

As hastes de extensão (Figura 21), possuem dimensões de 1 metro de comprimento, confeccionada a partir das barras de aço mecânico maciças de 19 mm de diâmetro e com roscas internas e externas de 12 mm nas suas extremidades, possibilitando a conexão entre elas durante o procedimento de ensaio. Além disto, as hastes foram pintadas a cada 10 cm como forma de facilitar a visualização da profundidade de penetração N_{10} das hastes no solo.

Figura 21 – Hastes de Extensão.



Fonte: (Autor 2023).

A bigorna ou cabeça de bater (Figura 22) foi confeccionada a partir de um maciço de aço torneado para se obter um diâmetro de 6 cm, com massa máxima de acordo com a tabela 4 (Página 37), com roscas internas e externas de 12 mm, e um cabo a fim de facilitar o encaixe do equipamento *in situ*. A bigorna proporciona a transferência de energia gerada pelo martelo às hastes extensoras e posteriormente às ponteiros do DPL.

Figura 22 - Bigorna ou cabeça de bater.



Fonte: Autor (2023).

O martelo (Figura 23) que gera a energia potencial responsável pela penetração no solo das hastes e dos cones, possui massa de 10,03 quilogramas, construído a partir de um maciço de aço torneado até que fosse atingido os parâmetros encontrados na tabela 4.

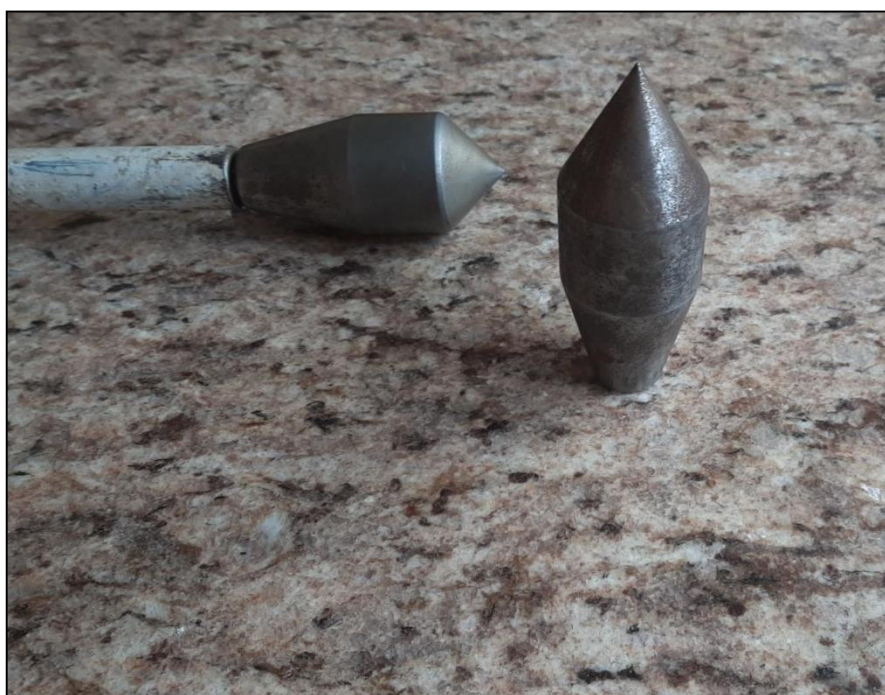
Figura 23 – Martelo 10,03 kg



Fonte: Autor (2023).

Os cones de penetração possuem dimensões de acordo com as orientações encontradas nas normas internacionais que padronizam o DPL citadas na tabela 4 (página 37). Sendo produzido dois cones, onde o primeiro a esquerda da imagem 24 abaixo, possui o ângulo de ponta de 90° e o segundo com 60° a fim de verificar a influência do ângulo de penetração nos resultados

Figura 24 – Ponteiros de 90° e 60°.



Fonte: Autor (2023).

As dimensões e massas dos elementos que constituem o aparato de ensaio completo estão dispostos na tabela 5 a seguir.

Tabela 5 – Elementos do DPL.

Elemento	Comprimento (m)	Massa (Kg)
Cabo	0,20	0,59
Barra guia	0,50	1,22
Martelo	-	10,03
Hastes extensoras	1,00	2,23
Bigorna	-	1,7

Fonte: Autor (2023).

3.1 Locais Analisados

Os locais escolhidos para realização do ensaio com *Dynamic Light Penetrometer* foram determinados a partir de laudos de SPT disponibilizados pela empresa G4 engenharia, como forma de comparar os resultados obtidos através do DPL com o método de sondagem de solos mais difundido na região (*Standard Penetration Test*).

Por limitações físicas em 2 dos 4 locais analisados, fez-se necessário a realocação do DPL para um terreno mais próximo possível do originalmente realizado o SPT, mantendo o mesmo número de sondagens dos laudos de referência encontrados nos ANEXOS B, C, D e E. Os locais analisados estão apresentados nas figuras 25, 26, 27 e 28 a seguir.

Figura 25 - Local 1 de ensaio.



Fonte: Google Earth (2023)

O Local 1 está localizado na cidade de Açailândia – MA, Av. Rafael Almeida Ribeiro Quadra 37, Jardim de Alah ao lado da Universidade FAVALE nas coordenadas $4^{\circ}57'28.4''S$ e $47^{\circ}29'20.5''W$, neste local foi possível realizar os ensaios no interior da obra em pontos próximos aos SPs originais.

Figura 26 - Local 2 de ensaio.

Fonte - Google Earth, 2023

O local 2 encontra-se na cidade de Imperatriz – MA na Rua Babaçulândia, entroncamento (S/N), o local pertence à empresa de Engenharia Civil Constec – Construções e Tecnologias da Engenharia, próximo a Secretaria de Agricultura de Imperatriz. Neste local, por limitações físicas da construção foi necessário realizar o ensaio fora do terreno originalmente realizado o SPT, a uma distância de aproximadamente 50 metros nas coordenadas $5^{\circ}31'13.4''S$ e $47^{\circ}28'09.6''W$.

A origem dos solos é uma variável a ser considerada quando se trata de mudanças físicas e mecânicas nos horizontes dos solos nas determinadas distancias entre os pontos ensaiados. Não sendo possível determinar se os solos encontrados nos locais de sondagem DPL são de origem sedimentar ou residual, partiu-se da hipótese de que estas variações não foram significativas, porém para futuras pesquisas deve-se levar este ponto em consideração caso situações similares ocorram.

Figura 27- Local 3 de ensaio.



Fonte: Google Earth (2023).

O local 3 localiza-se em Imperatriz – MA, Rua Fortunato Bandeira, Nova Imperatriz, em um terreno de uma residência, por limitações físicas no terreno em que o SPT foi realizado, tornou-se necessário realizar o ensaio DPL em um terreno a aproximadamente 200 metros de distância do local nas coordenadas $5^{\circ}30'56.3''S$ e $47^{\circ}28'59.5''W$.

Figura 28 - Local 4 de ensaio.



Fonte - Google Earth, 2023.

O local 4 está localizado em Imperatriz – MA, Avenida Newton Bello, Estrada do Arroz, S/N na unidade Suzano S.A Imperatriz nas coordenadas 5°24'53.7"S e 47°33'48.8"W, neste local foi possível realizar os ensaios DPL no mesmo local em que o SPT de referência foi originalmente realizado.

3.2 Ensaios DPL.

Dirigindo-se até os locais pré-definidos seguindo os laudos SPT disponibilizados, foi requerido aos responsáveis da obra/terreno a permissão para realização dos ensaios. Em casos que não foi possível a realização do ensaio por limitações físicas como, a ausência de solo exposto ou construção impedindo o processo de perfuração, solicitou-se a terrenos próximos e propícios, a permissão para o procedimento de sondagem.

Os ensaios seguiram a norma europeia UNE-EN ISO 22476-2:2014 e as orientações indicadas por Nilson (2004). Primeiramente é realizado um pré furo de 30 centímetros de profundidade a fim de remover possíveis detritos armazenados na camada superficial e compactada do solo conforme a figura 29 a seguir:

Figura 29 – Pré furo de 30 centímetros de profundidade.



Fonte: Autor (2023).

A ponteira de 90° e/ou 60° é rosqueada em uma das hastes extensoras, lubrifica-se a barra guia com graxa, com o objetivo de minimizar o atrito e evitar dissipação de energia potencial gerada pelo martelo, e posteriormente

posiciona-se o DPL na perfuração de 30 centímetros iniciais, como as figuras 30 e 31 a seguir apresentam:

Figura 30 – Ponteira de 90° na haste extensora.



Fonte: Autor (2023).

Figura 31 – Posicionamento do DPL no solo.



Fonte: Autor (2023).

Apoia-se o martelo na bigorna, e em seguida com o auxílio de duas pessoas inicia-se o processo de golpes, transferindo a energia potencial do martelo à ponteira no fundo da perfuração (figura 32), com velocidade de 15 a 30 golpes por minuto sem pausas superiores a 5 minutos, enquanto um terceiro realiza o registro numérico para os valores N_{10} (Número de golpes necessários para penetração de 10 cm) em uma planilha. (Modelo AENOR disponível no ANEXO A).

Figura 32 - Procedimento de golpes do Martelo.



Fonte: Autor (2023).

Ao se alcançar 90 centímetros de penetração, remove-se a bigorna, martelo, barra guia e cabo com o auxílio do alicate de pressão (figura 33), pois a tendência é que a ligação entre a rosca interior da haste extensora e a rosca exterior da bigorna tenha-se ajustado, dificultando a separação. Posiciona-se outra haste extensora sobre os 10 centímetros exposto sob o solo, e a retomasse o processo de perfuração contínua, caso os valores de penetração no solo sejam superiores a 10 cm, é necessário anotar o desvio ocorrido.

Figura 33 - Alicate de pressão.



Fonte: Autor (2023).

Com o registro numérico dos valores de N_{10} , é possível calcular os valores de resistência de trabalho para penetração no solo (r_d) e em seguida os valores de resistência da ponta para o DPL (q_d) de acordo com as equações 3 e 4, respectivamente.

Os intervalos da profundidade de análise dos solos limitaram-se em 5 metros, considerando que para esta pesquisa foi considerado uma suposta fundação rasa (apoiada ao máximo a 3 metros de profundidade) do tipo sapata quadrada isolada, pré-dimensionada com a maior base de no máximo 1 metro de comprimento (definido pelo autor). Portanto o bulbo de tensões teórico para este pré-dimensionamento específico alcançará o máximo de 5 metros de profundidade (profundidade das sondagens). O cálculo da profundidade do bulbo de tensões está descrito a seguir conforme a equação 1.

$$z_0 = 2 * 1 = 2 \text{ metros}$$

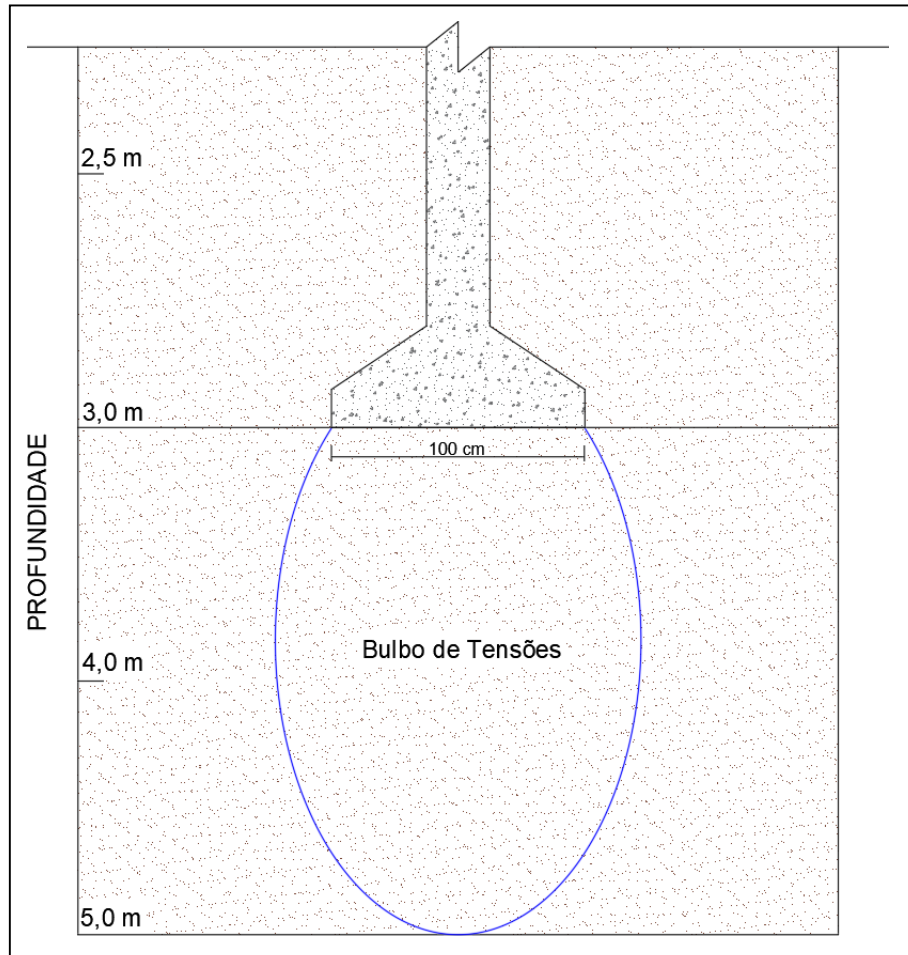
Onde,

z_0 - Profundidade do bulbo de tensões.

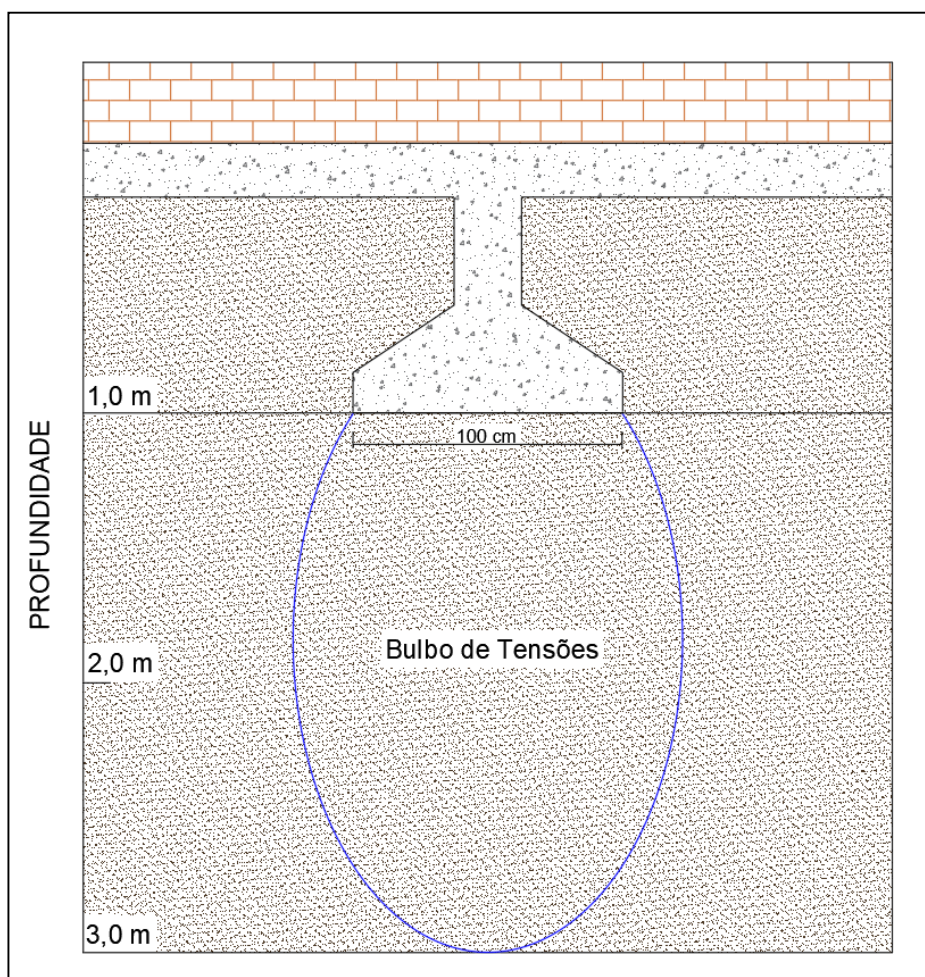
Profundidades para o bulbo de tensões distintas podem ser obtidos de acordo com a escolha do tipo de fundação rasa, formato e maior dimensão da base. Designa-se ao pesquisador dimensiona-las e determinar as profundidades

de ensaio conforme o comportamento do bulbo de tensões para os devidos tipos de fundações. Para esta pesquisa as profundidades foram determinadas de acordo com o alcance do DPL para cada tipo de solo ensaiado, como ilustra as figuras 34 e 35 a seguir:

Figura 34 - Profundidade do bulbo de tensões para os locais 1, 2 e 3.



Fonte: Autor (2023).

Figura 35 - Profundidade do bulbo de tensões para o local 4.

Fonte: Autor (2023).

Para fundações profundas (apoiadas além de 3 metros de profundidade) são necessários fatores empíricos do solo determinados em laboratório, que pelo o fato do equipamento DPL não extrair amostras dos horizontes do solo, não são possíveis determina-los sem a realização de outros métodos no mesmo local.

Tendo em vista que o modelo de DPL apresentado surge como uma alternativa de menor custo e maior praticidade em relação a outros métodos de ensaio, o cálculo de tensões admissíveis para fundações profundas torna-se ineficiente caso se objetive apenas 1 método de ensaio. Além disto, coeficientes de atrito lateral para estacas e medições de torque no DPL ocorridos durante o ensaio, necessitam de aparelhos eletrônicos não disponíveis durante a realização das sondagens em questão.

3.3 Comparação dos Resultados SPT e DPL

Com os registros numéricos realizados *in situ* para cada uma das sondagens realizadas, calculou-se a média de N_{10} (DPL) para ponteiros de 90° e 60° disponíveis nos Apêndices A e B, além da média N_{30} (SPT) para cada local disponibilizados pela empresa G4 (Anexo B, C, D e E) e dos bulbos de tensões afim de comparar os resultados obtidos de cada método para seus respectivos locais.

O número de sondagens com o DPL foi o mesmo para os laudos SPT, sendo estes definidos pela norma ABNT NBR 8036:1983. Para efeitos de comparação foi determinado as tensões admissíveis a partir dos métodos semi-empíricos de acordo com a norma ABNT NBR:6122/2019, a equação 6 a seguir é utilizada para se calcular a tensão admissível do solo a partir do NSPT, onde:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{5} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

σ_{adm} – Tensão admissível para o solo no bulbo de tensões (Kgf/cm²);

N_{SPT} – é a média da quantidade de golpes necessária para se penetrar os últimos 30 cm de solo no bulbo de tensões.

Com os resultados obtidos para tensões admissíveis com as sondagens, determinou-se por regressão linear simples computacional a equação da reta que propõe uma correlação entre os parâmetros dos dois ensaios, a fim de obter o nível precisão do ensaio DPL quando comparado ao SPT.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Durante a sondagem no local 4, notou-se uma elevada resistência a penetração, necessitando um número de golpes do martelo superiores aos demais locais analisados, com isto o aparelho começou a apresentar falhas nas conexões rosqueadas, culminando no impedimento da continuação dos ensaios com o DPL.

A figura 36 apresenta a falha estrutural que incapacitou coleta de novos dados, possivelmente ocasionada pela fadiga do aço, após o número de perfurações anteriores e resistência a penetração do cone superior à capacidade do modelo.

Figura 36 - Falha estrutural da bigorna Local 4.

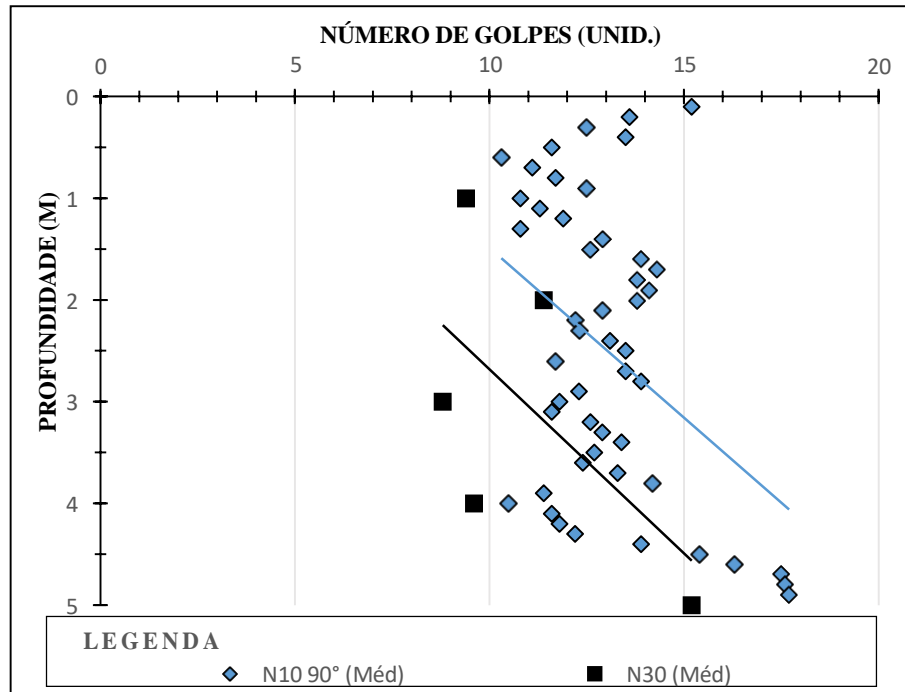


Fonte: Autor (2023).

Observa-se na figura 36, um pequeno desvio na rosca e incapacidade de remoção da ligação haste extensora/bigorna por danos no material, causando o travamento dos mesmos, e impossibilitando o desencaixe manual dos elementos danificados.

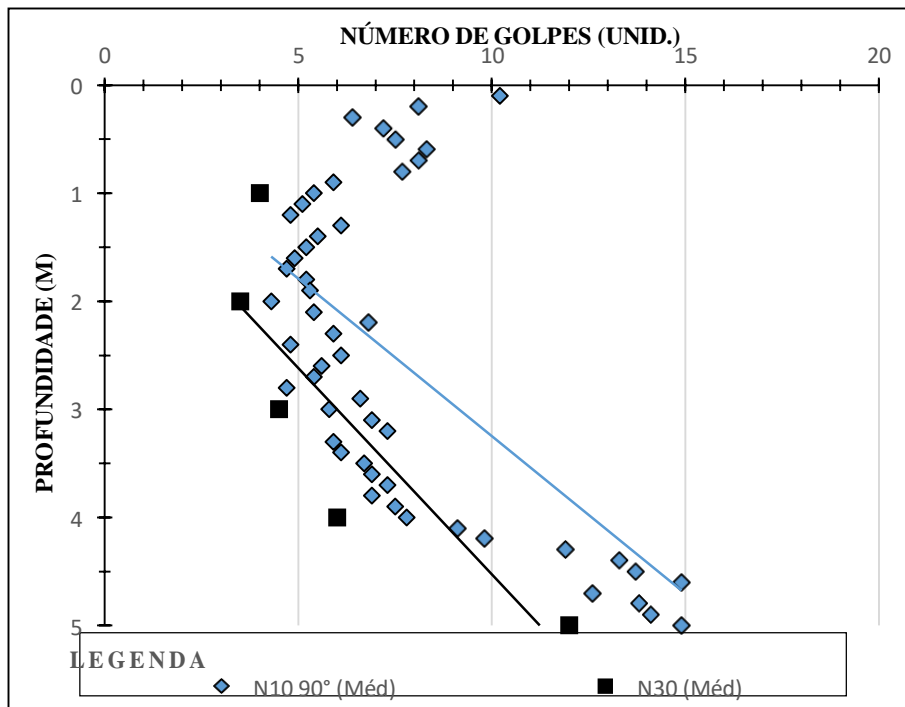
A média dos resultados das sondagens N_{10} (DPL) com a ponteira de 90° estão expressos nos gráficos 1, 2, 3, 4 a seguir, comparadas a média N_{30} (SPT) de seus respectivos locais.

Gráfico 1 - Comparação entre N_{10} 90° e N_{30} (Local 1).



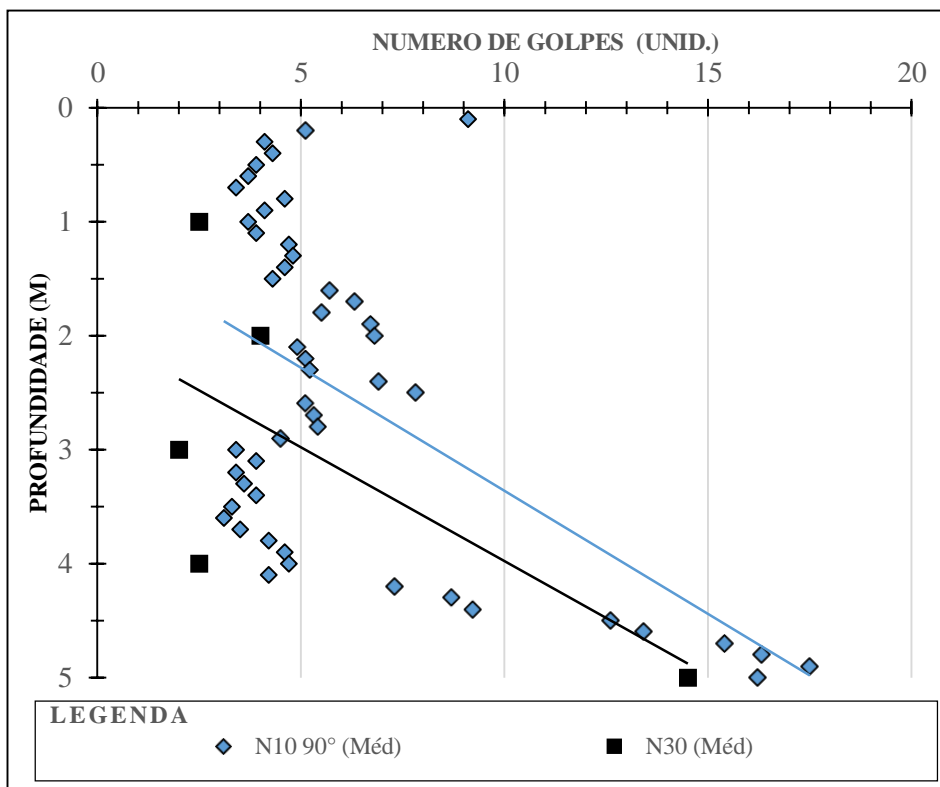
Fonte: Autor (2023).

Gráfico 2 - Comparação entre N_{10} 90° e N_{30} (Local 2).



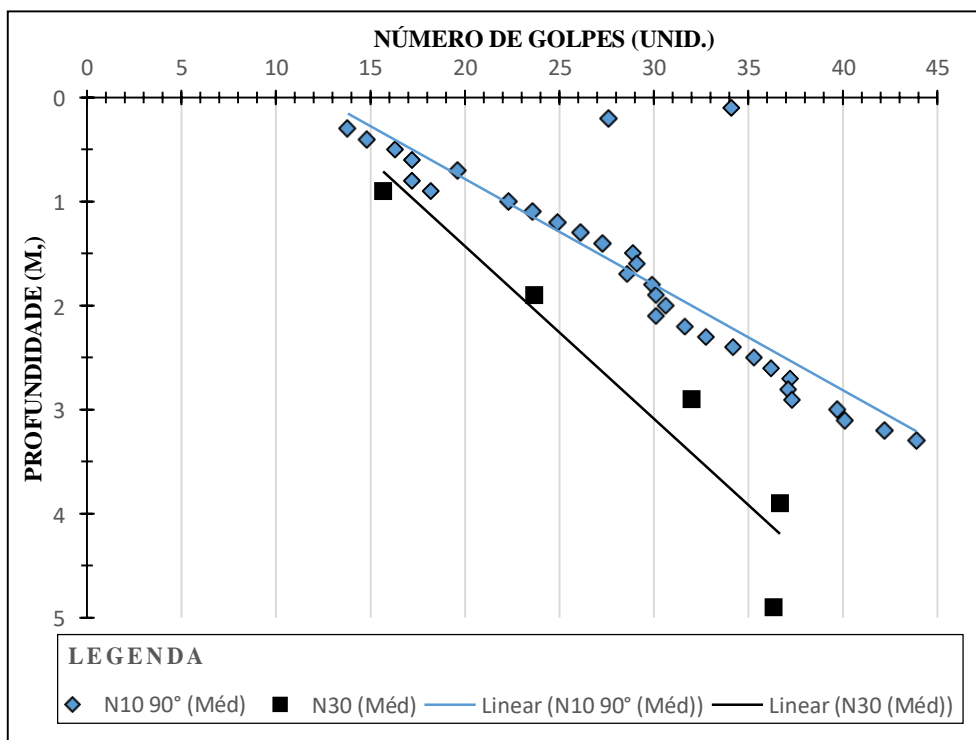
Fonte: Autor (2023).

Gráfico 3 - Comparação entre $N_{10} 90^\circ$ e N_{30} (Local 3).



Fonte: Autor (2023).

Gráfico 4 - Comparação entre $N_{10} 90^\circ$ e N_{30} (Local 4).

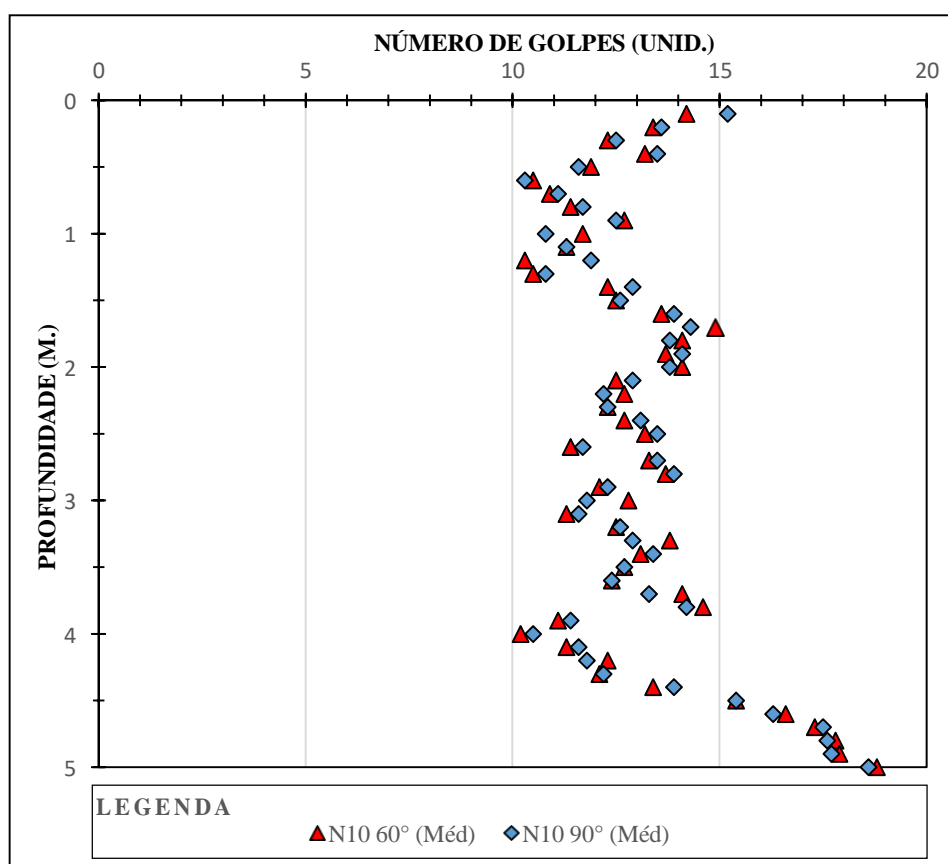


Fonte: Autor (2023).

Nota-se que o aparelho DPL apresentou curvas de penetração e linhas de tendência linear similares ao método SPT, além disto com o DPL é possível uma visualização mais detalhada dos diferentes horizontes de formação dos solos devido ao maior número de registros de profundidades por golpes do martelo.

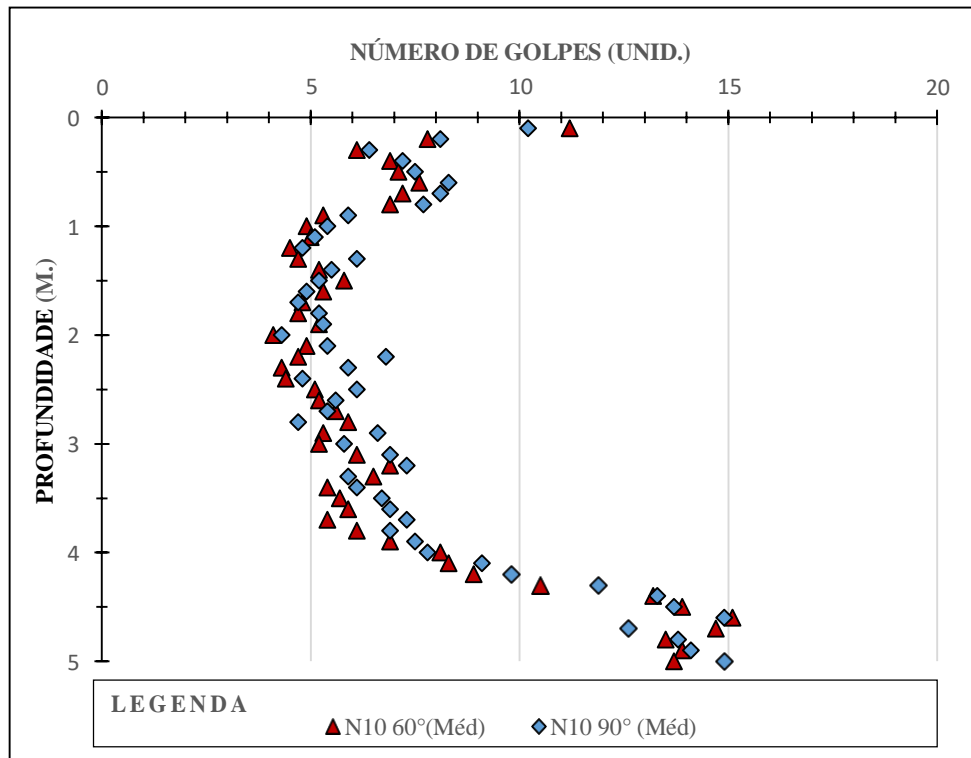
Com o objetivo de verificar a influência do ângulo de penetração da ponteira, realizou-se o mesmo número de ensaios com a ponteira de 60° nos mesmos locais, o resultado da média N_{10} com 60° em comparação com a média do N_{10} com 90° estão expressos nos gráficos 5, 6 e 7 a seguir.

Gráfico 5 - Comparação entre N_{10} 90° e N_{10} 60° (Local 1).



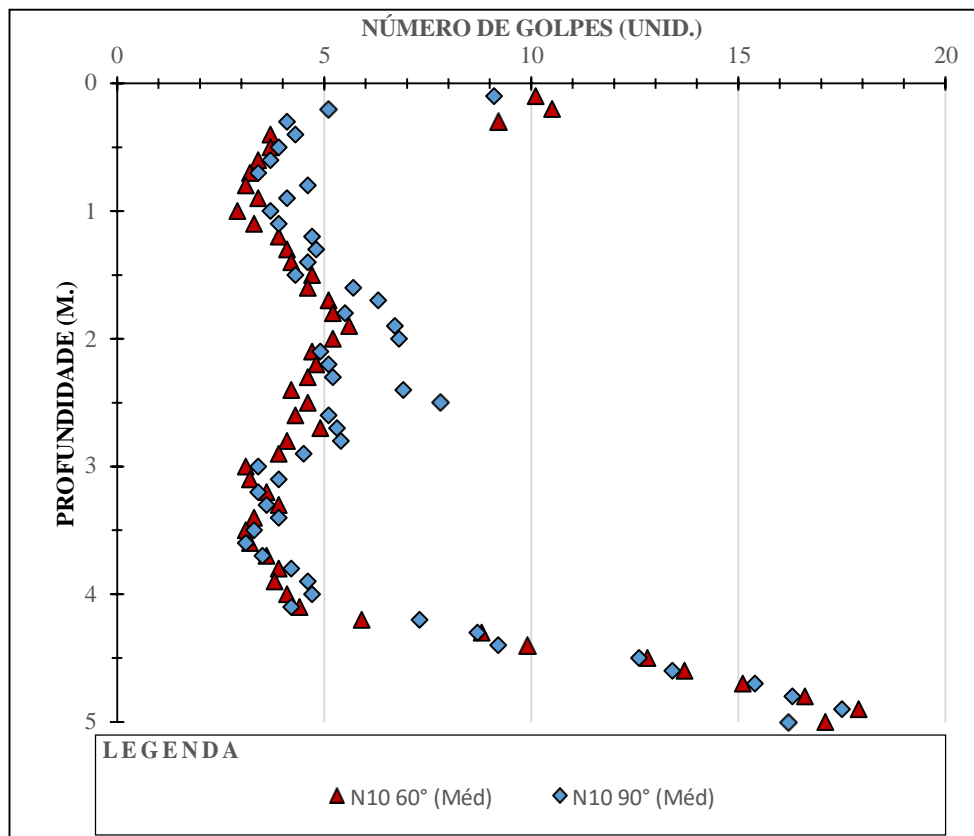
Fonte: Autor (2023).

Gráfico 6 - Comparação entre $N_{10} 90^\circ$ e $N_{10} 60^\circ$ (Local 2).



Fonte: Autor (2023).

Gráfico 7- Comparação entre $N_{10} 90^\circ$ e $N_{10} 60^\circ$ (Local 3).



Fonte: Autor (2023).

O ângulo da ponteira de 60° não demonstrou grande influência nos N_{10} em relação a ponteira de 90° nos locais 1, 2 e 3, porém não foi possível realizar o ensaio com 60° no local 4 pois o aparelho DPL foi danificado na segunda sondagem durante a perfuração com a ponteira de 90°.

Utilizando as equações 2, 3, 4 e 5 foi possível determinar os valores de tensões admissíveis do solo no bulbo de tensões, entre 3 e 5 metros de profundidade nos Locais 1, 2 e 3 e entre 1 e 3 metros para o Local 4, calculados pela equação 6, como ilustrado nas figuras 34 e 35 (Página 54 e 55).

Os valores calculados para qd e σ_{adm} dos solos em seus respectivos locais com a ponteira de 90° encontram-se nas tabelas 6 e 7 a seguir comparados aos calculados pelo N_{SPT} .

Tabela 6 - Valores calculados de resistência da ponta 90°.

Locais	Valores de qd 90° (MPa)
1	4,5611
2	3,2025
3	2,5595
4	10,288

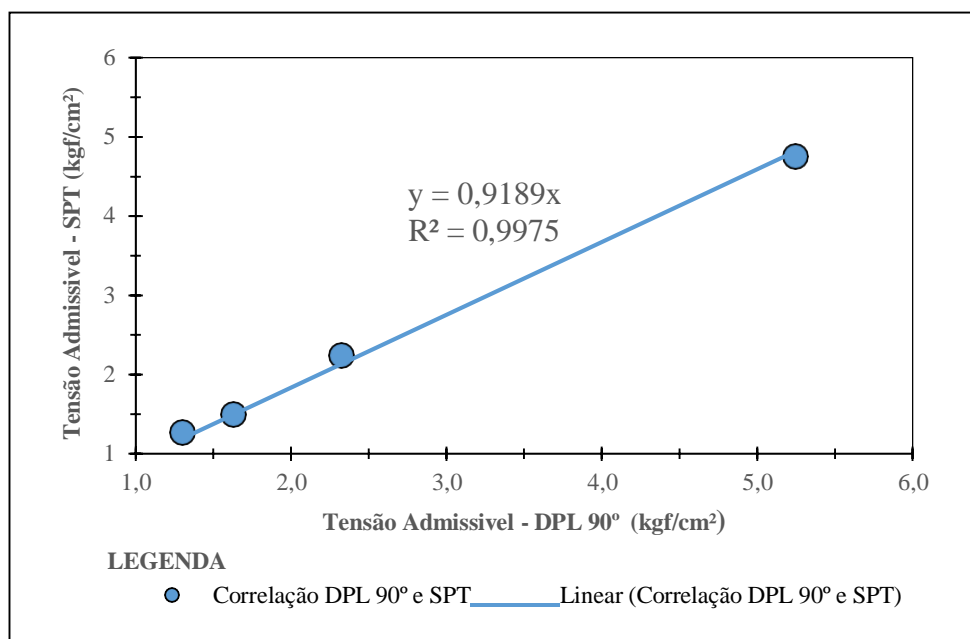
Fonte: Autor (2023).

Tabela 7- Valores calculados para tensões admissíveis.

Locais	σ_{adm} 90° (DPL) (kgf/cm ²)	σ_{adm} (N_{SPT}) (kgf/cm ²)
1	2,3247	2,2400
2	1,6322	1,5000
3	1,3045	1,2667
4	5,2438	4,7556

Fonte: Autor (2023).

Analisando os resultados obtidos de tensão admissível por N_{10} 90° e N_{SPT} a partir da técnica de regressão linear, é possível compreender a correlação entre os dois métodos de sondagem, partindo do pressuposto que para valores nulos de tensões, o DPL e o SPT se comportem da mesma maneira (interseção da curva no eixo Y em 0 kgf/cm²) como o gráfico 8 abaixo representa.

Gráfico 8 - Correlação de resultados para σ_{adm} por N_{10} 90° e N_{SPT} .

Fonte: Autor (2023).

O gráfico 8 e a função y indica que os valores calculados com o DPL com ponteira de 90° apresentam uma tendência de resultados menos conservadores para tensões admissíveis no bulbo de tensões que o SPT, ou seja o N_{10} 90° pode representar valores para tensões de até 8,11% maiores que o N_{SPT} .

Os valores encontrados de qd e σ_{adm} para as sondagens com ponteira de 60° e 90°, estão dispostos na tabela 8 abaixo.

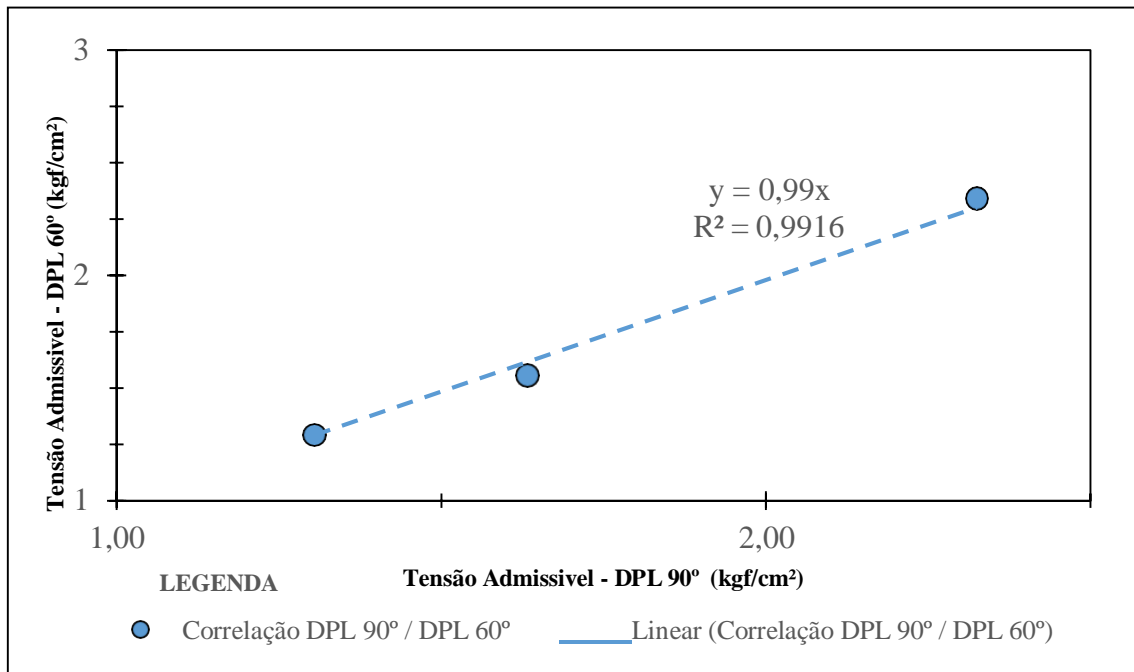
Tabela 8 - Valores calculados para ponteira de 90° e 60°.

Locais	Valores de qd 90° (MPa)	Valores de qd 60° (MPa)	σ_{adm} 90° (kgf/cm²)	σ_{adm} 60° (kgf/cm²)
1	4,56	4,59	2,32	2,34
2	3,20	3,05	1,63	1,55
3	2,55	2,53	1,30	1,29
4	10,28	-	5,24	-

Fonte: Autor (2023).

O gráfico 9 a seguir, é a representação da regressão linear para resultados obtidos de tensões admissíveis para N_{10} 90° e N_{10} 60° afim de analisar a influência do ângulo de penetração no solo com os valores calculados.

Gráfico 9 - Correlação de resultados para σ_{adm} por N_{10} 90° e N_{10} 60°.

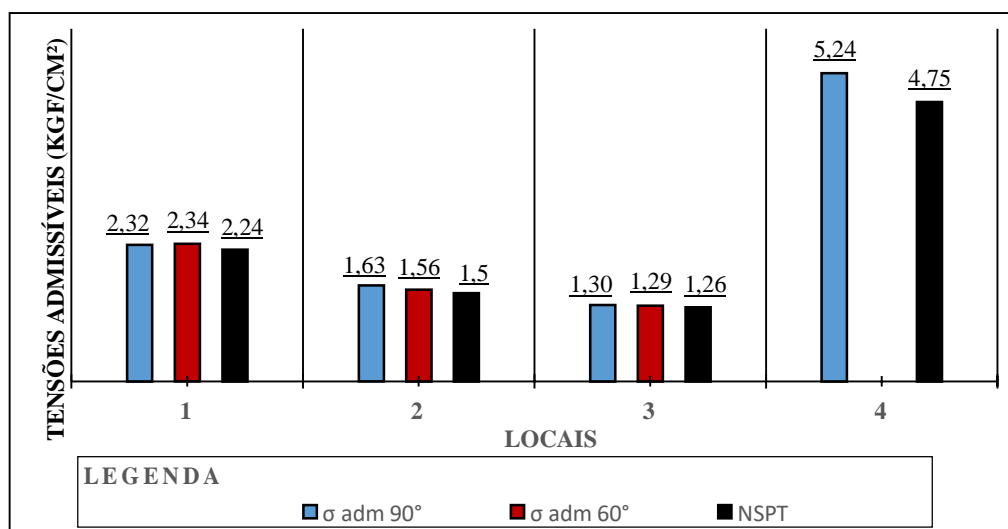


Fonte: Autor (2023).

A regressão linear do gráfico 9 aponta que os valores calculados com ângulos de penetração de 90° e 60° possuem 99% de semelhança, demonstrando que os solos ensaiados nos locais 1, 2 e 3 apresentam a tendência de 1% a menos de resistência a penetração para ponteiros de 90° do que para ponteiros de 60°.

O gráfico 10 a seguir é a representação das tensões admissíveis nos bulbos de tensões de seus respectivos locais, para DPL (90° e 60°) e SPT.

Gráfico 10 - Tensões admissível no Bulbo de tensões para DPL (90° e 60°) e SPT.



Fonte: Autor (2023).

Nota-se que os parâmetros geotécnicos obtidos pelo ensaio DPL se comportam de acordo com dos dados do ensaio SPT, porém quando submetido a um solo com maior resistência a penetração (Local 4), o aparelho danificado impediu a leitura com ponteira de 60°, e em locais subsequentes.

O modelo de DPL utilizado, segundo as linhas de regressão linear apresentadas nos gráficos 8 e 9, possui a tendência de amplificar valores calculados de tensões admissíveis para os solos submetidos ao ensaio, possivelmente culminando em menores dimensões necessárias de projeto para as fundações rasas, sendo assim atribuí-se aos responsáveis pelo eventual a adaptação de fatores de segurança utilizados no dimensionamento.

De maneira geral o ensaio com DPL, para cada sondagem com 5 metros de penetração, foi realizado em 1 hora de duração em média, com potencial de até 8 furos por dia. A operação mostrou-se simples, porém muito suscetíveis a falhas do operador e em sua estrutura, sendo necessária a constante atenção durante todo o procedimento de ensaio.

A grande desvantagem do modelo de aparelho DPL apresentado é a impossibilidade de determinação do tipo de solo durante as sondagens, pois o mesmo não realiza a estratificação de material do subsolo, além da dificuldade na determinação do nível d'água.

A praticidade e possibilidade de fabricação com mão de obra regional e dimensões reduzidas provou-se uma alternativa viável para se obter valores de tensões admissíveis nos bulbos de tensões dos solos com fundações rasas, mas para o dimensionamento de fundações profundas de forma segura, há a necessidade de aparelhos eletrônicos complementares, e métodos externos de classificação dos solos estudados.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho teve por principal objetivo verificar a viabilidade de cálculo para tensões admissíveis a partir de dados obtidos com o ensaio DPL na Região Tocantina do Maranhão.

Os resultados obtidos a partir deste trabalho foram:

A fabricação do DPL mostrou-se possível com a mão de obra e materiais encontrados na região. Apesar da falha estrutural nas hastes extensoras e bigorna no decorrer dos ensaios, é importante destacar a resistência a penetração elevada do solo no local 4, além de um total de 20 sondagens até o aço apresentar a fadiga que acarretou na impossibilidade na continuação dos ensaios.

O ensaio com o DPL se mostrou mais simples que o ensaio SPT para solos com baixa resistência a penetração (Local 1, 2 e 3), quando levado em conta a praticidade, número de colaboradores, custos totais e transporte aos locais. Para o solo com elevada resistência a ruptura e baixa deformabilidade (Local 4) o DPL com as dimensões apresentadas não se mostrou viável, acarretando na interrupção de novas sondagens por motivos de danos na estrutura do equipamento de ensaio.

O modelo de DPL utilizado durante este estudo tende a superestimar as tensões admissíveis nos bulbos de tensões para os solos analisados em até 8,11%, podendo acarretar em projetos de fundação rasa com dimensões menores quando comparado ao dimensionamento com SPT, sendo de competência dos responsáveis pelo projeto a análise de fatores de correção complementares a serem adotados.

Por não ser possível a coleta de amostras dos horizontes dos solos com o modelo específico de DPL utilizado, fica impossibilitado a aplicação das formulações para cálculo de fundações profundas dispostas pelos teóricos, sendo necessário a implementação de aparelhos de medição de torque, atrito lateral e necessidade de correlação com resultados de ensaios que façam a determinação do tipo de solo encontrado no local.

Os parâmetros geotécnicos coletados de tensões admissíveis para os solos da região mostraram-se adequada aos métodos semi empíricos de cálculo com o SPT, notando-se uma melhor visualização da variação de resistência a

penetração em diferentes horizontes pelo maior número de registros de golpes por profundidade alcançada.

6. REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle de qualidade em fundações.** São Paulo, 1991.

ANGRIST, J. D.; PISCHKE, J.-S. **Mostly harmless econometrics: an empiricist's companion.** Massachusetts Institute of Technology and The London school of Economics, 2009.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. UNE - EN ISO 22476-2: **Investigación y ensayos geotécnicos: ensayos de campo: parte 2: ensayo de penetración dinámica.** Madri, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10905 - **Ensaio de palheta *in situ*.** Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12069 - Ensaio de penetração de cone *in situ*. Rio de Janeiro, 1991.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6484 - **Sondagem de simples reconhecimento com SPT.** Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489 – **Prova de carga estática em fundação direta.** Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 8036 – **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios.** Rio de Janeiro, 1983.

ASTM D6951-03: **Standard test method for use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.** West Conshohocken, PA, USA. 2009

BOSCH, D. R. **Interpretação do ensaio pressiométrico em solos coesivofriccionais através de métodos analíticos.** 170 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - UFRS, Rio Grande do Sul, 1996.

CÂMARA, K. R. da R. e PEREIRA, A. da C. **Análise de perfis de sondagem SPT e caracterização geotécnica de solos do município de natal.** HOLOS. Pernambuco, 2005.

CHEIN, Flávia. **Introdução aos modelos de regressão linear.** Brasília - DF. 2019.

DAS, Braja M e SOBHAN, Khaled. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica. 3º Edição. Revisão técnica Pérsio Leister de Almeida Barros.** São Paulo, 2019

DIN 4094-1. **Subsoil - Field investigations - Part 1: Cone penetration tests. STANDARD by Deutsches Ins.titut Fur Normung E.V. (German National Standard).** Alemanha, 2002.

DNIT 198/2021 - **Constituintes geológicas de agregados e solos – Terminologia.** Brasília, Brasil, 2021.

DOURADO, K. C. A. **Utilização do pressiômetro Ménard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível.** 2005. 228 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.

ENTIN, J. K.; ROBOCK, A.; VINNIKOV, K. Y.; HOLLINGER, S. E.; LIU, S.; NAMKHAI, A. **Temporal and spatial scales of observed soil moisture variations in the extratropics.** Journal of Geophysical Research, May, 2000.

FIGUEIREDO, Luiz Carlos de. **Medida de energia do DPL com instrumentação dinâmica.** Brasília, 2016.

GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático.** São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

GOOGLE. **Google Earth.** 2023.

HACHICH, Waldemar. **Fundações – Teoria e Prática 2019. 3º Edição.** São Paulo, 2019.

LESPSCH, Igo F. **Formação e Conservação dos Solos. 2º edição 1º reimpressão.** São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Mecanismos de Penetração dinâmica em solos granulares.** Porto Alegre, 2009.

MARANGON, Márcio. **Mecânica dos Solos II.** Minas Gerais, 2009.

MAYNE, P. W. **Cone Penetration Testing: A Synthesis of Highway Practice.** Transportation Research Board. 2007.

MEIGH, A. **Cone penetration testing: methods and interpretation.** Ciria Ground Engineering Report: In situ testing. 1987.

MILITISKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo C. & SCHNAID, Fernando. **Patologia das Fundações 3º edição.** São Paulo, 2015.

NILSSON, T. U. **Comparações entre DPL NILSSON e SPT, Geosul – IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul**, ABMS, 2004.

NILSSON, T. U. **O penetrômetro portátil DPL Nilsson. V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (V SEFE)**. São Paulo, 2008.

PEREIRA, M. G. **Formação e caracterização de solos**. Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro. Seropédica, Rio de Janeiro, 2019.

PINTO, Carlos Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo, 2006.

PROENC - **Programa de Ensino de Ciências**. Instituto de Química. São Paulo 2012.

ROBERTSON, P. K. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. Gregg Drilling & Testing, Inc. 2015.

ROBERTSON, P. K. **“Soil classification using the cone Penetration test”**, in: **Canadian Geotech**. Canadá, 1990.

ROCHA, B. P.; DOS SANTOS, R. A.; RODRIGUES, R. A. e GIACHETI, H. L. **Characterization of unsaturated tropical soil site by in situ tests**. 2016.

SCHNAID, Fernando e ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações a engenharia de fundações. 2º Edição**. São Paulo. 2014.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; ROCHA, M. M.; BERNARDES, G. P. **Prediction of soil properties from the concepts of energy transfer in dynamic penetration tests**. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, ASCE, 2009.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabíola Gomes de. **Coesão e resistência ao cisalhamento a atributos físicos e químicos de latossolo amarelo de tabuleiro costeiro**. São Paulo, 2007.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotécnica**. SEFE, São Paulo, 1996.

VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo. Brasil, 1977.

APÊNDICE A – Média N10 com ponteira de 90°.

Média N10 com ponteira de 90°							
Local 1		Local 2		Local 3		Local 4	
Prof. (m)	N10	Prof. (m)	N10	Prof. (m)	N10	Prof. (m)	N10
0,1	15,2	0,1	10,2	0,1	9,1	0,1	34,1
0,2	13,6	0,2	8,1	0,2	5,1	0,2	27,6
0,3	12,5	0,3	6,4	0,3	4,1	0,3	13,8
0,4	13,5	0,4	7,2	0,4	4,3	0,4	14,8
0,5	11,6	0,5	7,5	0,5	3,9	0,5	16,3
0,6	10,3	0,6	8,3	0,6	3,7	0,6	17,2
0,7	11,1	0,7	8,1	0,7	3,4	0,7	19,6
0,8	11,7	0,8	7,7	0,8	4,6	0,8	17,2
0,9	12,5	0,9	5,9	0,9	4,1	0,9	18,2
1	10,8	1	5,4	1	3,7	1	22,3
1,1	11,3	1,1	5,1	1,1	3,9	1,1	23,6
1,2	11,9	1,2	4,8	1,2	4,7	1,2	24,9
1,3	10,8	1,3	6,1	1,3	4,8	1,3	26,1
1,4	12,9	1,4	5,5	1,4	4,6	1,4	27,3
1,5	12,6	1,5	5,2	1,5	4,3	1,5	28,9
1,6	13,9	1,6	4,9	1,6	5,7	1,6	29,1
1,7	14,3	1,7	4,7	1,7	6,3	1,7	28,6
1,8	13,8	1,8	5,2	1,8	5,5	1,8	29,9
1,9	14,1	1,9	5,3	1,9	6,7	1,9	30,1
2	13,8	2	4,3	2	6,8	2	30,6
2,1	12,9	2,1	5,4	2,1	4,9	2,1	30,1
2,2	12,2	2,2	6,8	2,2	5,1	2,2	31,6
2,3	12,3	2,3	5,9	2,3	5,2	2,3	32,7
2,4	13,1	2,4	4,8	2,4	6,9	2,4	34,2
2,5	13,5	2,5	6,1	2,5	7,8	2,5	35,3
2,6	11,7	2,6	5,6	2,6	5,1	2,6	36,2
2,7	13,5	2,7	5,4	2,7	5,3	2,7	37,2
2,8	13,9	2,8	4,7	2,8	5,4	2,8	37,1
2,9	12,3	2,9	6,6	2,9	4,5	2,9	37,3
3	11,8	3	5,8	3	3,4	3	39,7
3,1	11,6	3,1	6,9	3,1	3,9	3,1	40,1
3,2	12,6	3,2	7,3	3,2	3,4	3,2	42,2
3,3	12,9	3,3	5,9	3,3	3,6	3,3	43,9
3,4	13,4	3,4	6,1	3,4	3,9	3,4	-
3,5	12,7	3,5	6,7	3,5	3,3	3,5	-
3,6	12,4	3,6	6,9	3,6	3,1	3,6	-
3,7	13,3	3,7	7,3	3,7	3,5	3,7	-
3,8	14,2	3,8	6,9	3,8	4,2	3,8	-
3,9	11,4	3,9	7,5	3,9	4,6	3,9	-
4	10,5	4	7,8	4	4,7	4	-
4,1	11,6	4,1	9,1	4,1	4,2	4,1	-
4,2	11,8	4,2	9,8	4,2	7,3	4,2	-
4,3	12,2	4,3	11,9	4,3	8,7	4,3	-
4,4	13,9	4,4	13,3	4,4	9,2	4,4	-
4,5	15,4	4,5	13,7	4,5	12,6	4,5	-
4,6	16,3	4,6	14,9	4,6	13,4	4,6	-
4,7	17,5	4,7	12,6	4,7	15,4	4,7	-
4,8	17,6	4,8	13,8	4,8	16,3	4,8	-
4,9	17,7	4,9	14,1	4,9	17,5	4,9	-
5	18,6	5	14,9	5	16,2	5	-

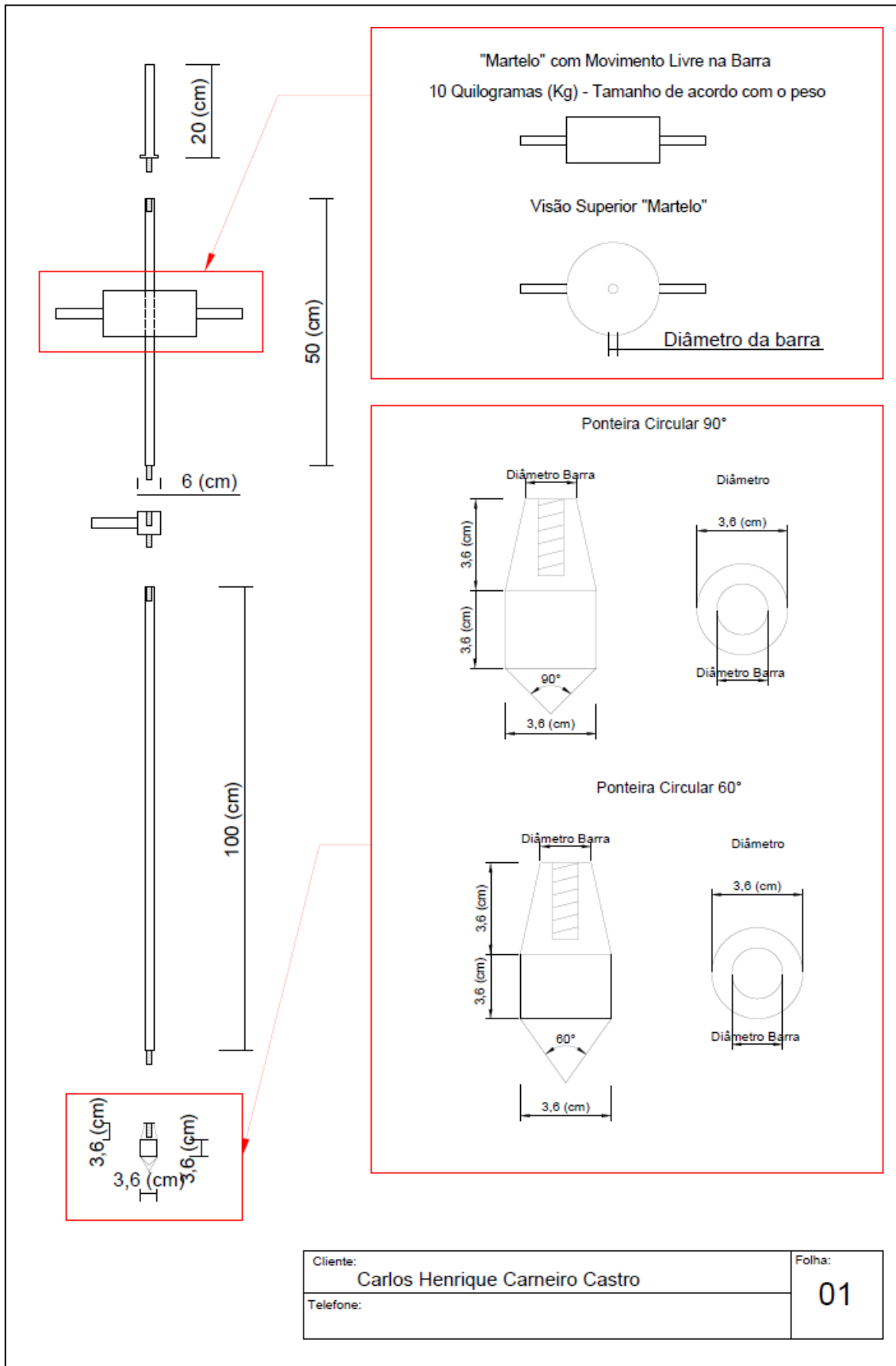
Fonte: Autor (2023).

APÊNDICE B – Média N10 com ponteira de 60°.

Média N10 com ponteira de 60°					
Local 1		Local 2		Local 3	
Prof. (m)	N10	Prof. (m)	N10	Prof. (m)	N10
0,1	14,2	0,1	11,2	0,1	10,1
0,2	13,4	0,2	7,8	0,2	10,5
0,3	12,3	0,3	6,1	0,3	9,2
0,4	13,2	0,4	6,9	0,4	3,7
0,5	11,9	0,5	7,1	0,5	3,7
0,6	10,5	0,6	7,6	0,6	3,4
0,7	10,9	0,7	7,2	0,7	3,2
0,8	11,4	0,8	6,9	0,8	3,1
0,9	12,7	0,9	5,3	0,9	3,4
1	11,7	1	4,9	1	2,9
1,1	11,3	1,1	5	1,1	3,3
1,2	10,3	1,2	4,5	1,2	3,9
1,3	10,5	1,3	4,7	1,3	4,1
1,4	12,3	1,4	5,2	1,4	4,2
1,5	12,5	1,5	5,8	1,5	4,7
1,6	13,6	1,6	5,3	1,6	4,6
1,7	14,9	1,7	4,8	1,7	5,1
1,8	14,1	1,8	4,7	1,8	5,2
1,9	13,7	1,9	5,2	1,9	5,6
2	14,1	2	4,1	2	5,2
2,1	12,5	2,1	4,9	2,1	4,7
2,2	12,7	2,2	4,7	2,2	4,8
2,3	12,3	2,3	4,3	2,3	4,6
2,4	12,7	2,4	4,4	2,4	4,2
2,5	13,2	2,5	5,1	2,5	4,6
2,6	11,4	2,6	5,2	2,6	4,3
2,7	13,3	2,7	5,6	2,7	4,9
2,8	13,7	2,8	5,9	2,8	4,1
2,9	12,1	2,9	5,3	2,9	3,9
3	12,8	3	5,2	3	3,1
3,1	11,3	3,1	6,1	3,1	3,2
3,2	12,5	3,2	6,9	3,2	3,6
3,3	13,8	3,3	6,5	3,3	3,9
3,4	13,1	3,4	5,4	3,4	3,3
3,5	12,7	3,5	5,7	3,5	3,1
3,6	12,4	3,6	5,9	3,6	3,2
3,7	14,1	3,7	5,4	3,7	3,6
3,8	14,6	3,8	6,1	3,8	3,9
3,9	11,1	3,9	6,9	3,9	3,8
4	10,2	4	8,1	4	4,1
4,1	11,3	4,1	8,3	4,1	4,4
4,2	12,3	4,2	8,9	4,2	5,9
4,3	12,1	4,3	10,5	4,3	8,8
4,4	13,4	4,4	13,2	4,4	9,9
4,5	15,4	4,5	13,9	4,5	12,8
4,6	16,6	4,6	15,1	4,6	13,7
4,7	17,3	4,7	14,7	4,7	15,1
4,8	17,8	4,8	13,5	4,8	16,6
4,9	17,9	4,9	13,9	4,9	17,9
5	18,8	5	13,7	5	17,1

Fonte: Autor (2023).

APÊNDICE C – Projeto Básico de DPL.



Fonte: Autor (2023).

ANEXOS A – Folha de Registro para medidas N10.

REGISTRO DE LOS VALORES MEDIDOS Y DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA									
Contratista:		Número de trabajo:				Recinto:			
Cliente/nombre del proyecto:									
Ensayo de penetración dinámica N°:					Fecha:				
Tipo de ensayo de penetración dinámica*: DPL, DPM, DPH, DPSH-A o DPSH-B:									
Puntaza perdida o fija*					Cabeza de impacto fija/suelta*				
Coordenadas x, y, z									
Profundidad; se añaden 10 m, 20 m ó 30 m (cuando la profundidad sea > 10 m); + m									
Profundidad	N_{10}/N_{20} *	Profundidad	N_{10}/N_{20} *	Profundidad	N_{10}/N_{20} *	Profundidad	N_{10}/N_{20} *	Profundidad	N_{10}/N_{20} *
0,10		2,10		4,10		6,10		8,10	
0,20		2,20		4,20		6,20		8,20	
0,30		2,30		4,30		6,30		8,30	
0,40		2,40		4,40		6,40		8,40	
0,50		2,50		4,50		6,50		8,50	
0,60		2,60		4,60		6,60		8,60	
0,70		2,70		4,70		6,70		8,70	
0,80		2,80		4,80		6,80		8,80	
0,90		2,90		4,90		6,90		8,90	
1,00		3,00		5,00		7,00		9,00	
**	Nm	**	Nm	**	Nm	**	Nm	**	Nm
1,10		3,10		5,10		7,10		9,10	
1,20		3,20		5,20		7,20		9,20	
1,30		3,30		5,30		7,30		9,30	
1,40		3,40		5,40		7,40		9,40	
1,50		3,50		5,50		7,50		9,50	
1,60		3,60		5,60		7,60		9,60	
1,70		3,70		5,70		7,70		9,70	
1,80		3,80		5,80		7,80		9,80	
1,90		3,90		5,90		7,90		9,90	
2,00		4,00		6,00		8,00		10,00	
**		**		**		**		**	
* se tacha lo que no sea aplicable.									
** par de torsión medido.									
Otros datos									
Nivel freático: m debajo del punto de partida									
Nombre y firma del operador a cargo:									

Fonte: UNE-EM ISO 22476-2 (2014).

ANEXOS B – Laudo de sondagem SPT do local 1.

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020										
CLIENTE: MUNICÍPIO DE AÇAILÂNDIA - FUNDO MUNICIPAL DE SAÚDE					SONDAGEM À PERCUSSÃO: SP - 001					
OBRA: COMERCIAL					INÍCIO: 17/01/2023		TÉRMINO: 17/01/2023		COTA:	
LOCAL: AV. RAFAEL DE ALMEIDA RIBEIRO, QUADRA 37, JARDIM DE ALAH, AÇAILÂNDIA - MA					DATUM: SIRGAS 2000		COORD. N:		E:	
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIOS DE PENETRAÇÃO (GOLPES/15s)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO: Ø INTERNO = 34,8 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 60,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INL	FINL						
	1,00	2/15 2/15 3/15	4	5		00		ATERRO	seco	TC
	2,00	3/15 5/15 6/15	8	11		01				
	3,00	7/15 3/15 2/15	5	5		02	3,20			
	4,00	7/15 2/15 4/15	4	6		03				
	5,00	3/15 3/15 4/15	6	7		04				
	6,00	4/15 5/15 5/15	9	10		05	6,25			
	7,00	6/15 8/15 7/15	14	15		06				
	8,00	6/15 10/15 9/15	16	19		07				
	9,00	9/15 10/15 14/15	19	24		08				
	10,00	13/15 15/15 16/15	28	31		09				
	11,00	16/15 16/15 18/15	32	34		10				
12,00	13/15 17/15 19/15	30	36		11	12,45				
13,00							LIMITE DA SONDAAGEM			
14,00										
15,00										
16,00										
17,00										
18,00										
19,00										
20,00										
<p>FURO PARALISADO AOS 12,46 m</p> <p>CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.</p>										
<p>LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ATERRO - AT - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR</p>								<p>N.A. LEITURAS: 1) N.A.: seco em 17/01/2023</p>		
<p>OBS.: UTILIZADO 6,00 M DE REVESTIMENTO</p>										
		DATA:	TRABALHO N°:	FOLHA:	RESP.:					
		17/01/2023	RS - 0006/2023	1/5						
		ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	<p>ENG. NAYLSON BORGES SANTANA CREA-MA 112080224-6</p>					
		1/1		PEPE						

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020										
CLIENTE: MUNICÍPIO DE AÇAILÂNDIA - FUNDO MUNICIPAL DE SAÚDE					SONDAGEM À PERCUSSÃO: SP - 002					
OBRA: COMERCIAL					INÍCIO: 17/01/2023 TÉRMINO: 17/01/2023 COTA:					
LOCAL: AV. RAFAEL DE ALMEIDA RIBEIRO, QUADRA 37, JARDIM DE ALAH, AÇAILÂNDIA - MA					DATUM: SIRGAS 2000 COORD. N: E:					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INL	FINL				Ø INTERNO = 34,8 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 60,8 mm ALTURA DE QUEDA: 76 cm		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	1,00	$\frac{3}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	5	4		(00)		ATERRO	6,00	TC
	2,00	$\frac{4}{15}$ $\frac{4}{15}$ $\frac{3}{15}$	8	7		(01)				
	3,00	$\frac{7}{15}$ $\frac{5}{15}$ $\frac{4}{15}$	7	9		(02)	3,80			
	4,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$	4	6		(03)		AREIA MÉDIA, SILTOSA, COR AMARELA		CA
	5,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{4}{15}$ $\frac{2}{15}$	6	6		(04)				
	6,00	$\frac{3}{15}$ $\frac{5}{15}$ $\frac{3}{15}$	8	8		(05)		AREIA MÉDIA, SILTOSA, COR LARANJA	6,35	CA
	7,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{5}{15}$	4	7		(06)				
	8,00	$\frac{10}{15}$ $\frac{14}{15}$ $\frac{16}{15}$	24	30		(07)		AREIA MÉDIA, SILTOSA, COR LARANJA		CA
	9,00	$\frac{9}{15}$ $\frac{15}{15}$ $\frac{15}{15}$	24	30		(08)				
	10,00	$\frac{11}{15}$ $\frac{16}{15}$ $\frac{17}{15}$	27	33		(09)	10,45	LIMITE DA SONDADEM		
	11,00							FURO PARALISADO AOS 10,46 m		
	12,00									
	13,00									
	14,00									
	15,00									
	16,00									
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00									

LEGENDAS:
 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO
 ATERRO - AT • SOLO ALUVIONAR - SA • SOLO COLLUVIONAR - SC • SOLO FLUVIAL - SF • SOLO MARINHO - SM • SOLO RESIDUAL - SR

OBS.: UTILIZADO 4,00 M DE REVESTIMENTO

N.A. LEITURAS:
 1) N.A.: seco em 17/01/2023

G4 ENGENHARIA

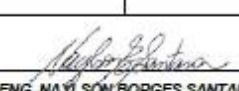
DATA: 17/01/2023	TRABALHO Nº: RS - 0006/2023	FOLHA: 2/5	RESP.:
ESCALA: 1/1	DESENHISTA:	SONDADOR: PEPE	ENG. NAYLSON BORGES SANTANA CREA-MA 112060224-6

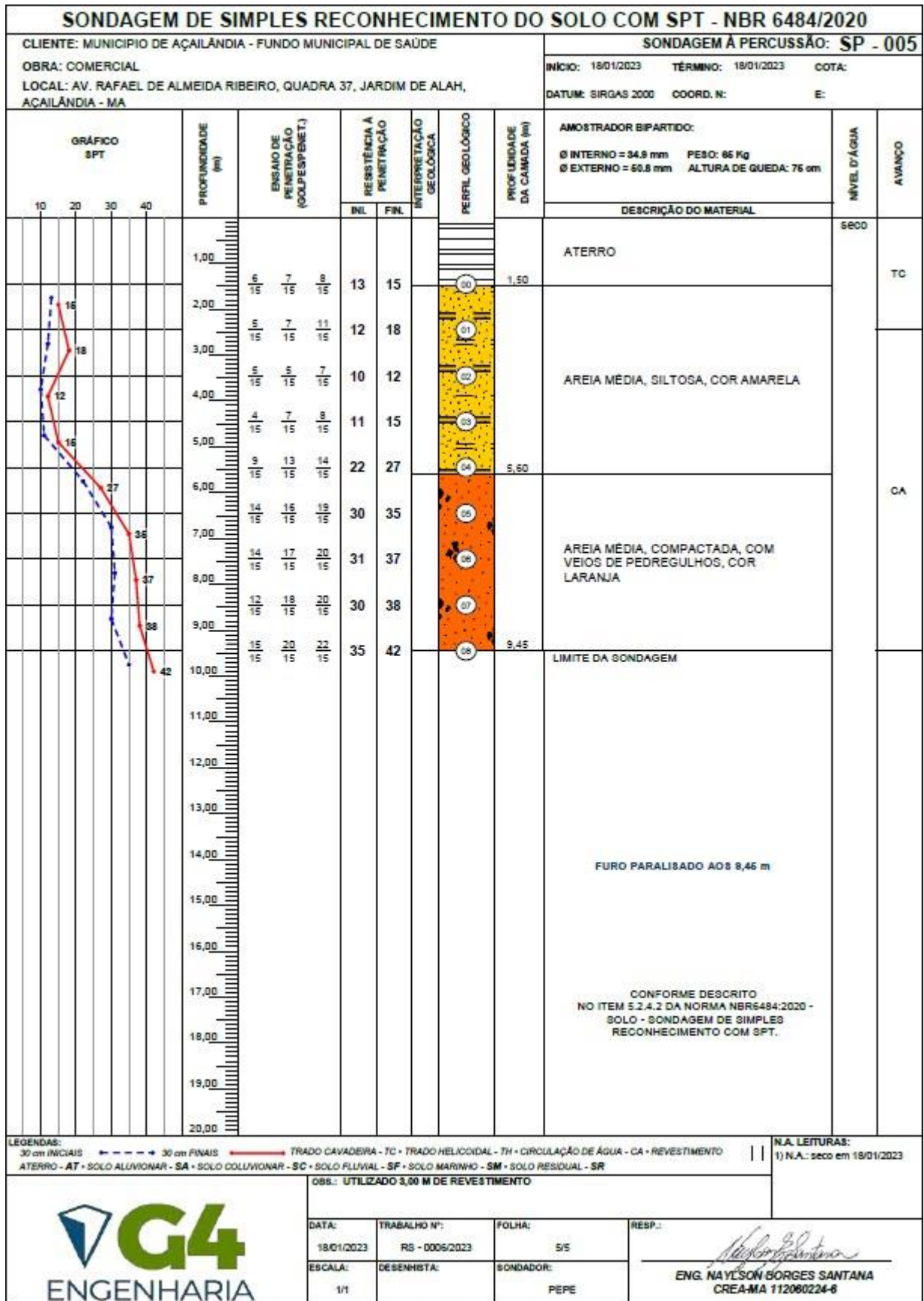
♦ G4 ENGENHARIA • Rua Bandeirantes, nº 960, Vila Nova, 65012-200, Imperatriz - MA • (99) 99195-5409 • contato@engenharia@gmail.com ♦

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020										
CLIENTE: MUNICÍPIO DE AÇAILÂNDIA - FUNDO MUNICIPAL DE SAÚDE					SONDAGEM À PERCUSSÃO: SP - 003					
OBRA: COMERCIAL					INÍCIO: 17/01/2023 TÉRMINO: 17/01/2023 COTA:					
LOCAL: AV. RAFAEL DE ALMEIDA RIBEIRO, QUADRA 37, JARDIM DE ALAH, AÇAILÂNDIA - MA					DATUM: SIRGAS 2000 COORD. N: E:					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (SOLPESPENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INL	FINL				Ø INTERNO = 34,8 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 60,8 mm ALTURA DE QUEDA: 76 cm		
10 20 30 40								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	1,00	7 15	10 15	10 15	17	20	1,30	ATERRO	SECO	TC
	2,00	6 15	6 15	11 15	12	17		AREIA MÉDIA, SILTOSA, COR AMARELA		
	3,00	4 15	5 15	6 15	9	11				
	4,00	6 15	7 15	9 15	13	16				
	5,00	10 15	15 15	17 15	25	32	5,40			
	6,00	15 15	18 15	21 15	33	39		AREIA MÉDIA, COMPACTADA, COM VEIOS DE PEDREGULHOS, COR LARANJA		CA
	7,00	13 15	19 15	22 15	32	41				
	8,00	14 15	20 15	23 15	34	43	8,45	LIMITE DA SONDAAGEM		
	9,00							FURO PARALISADO AOS 8,45 m		
	10,00									
	11,00									
	12,00									
	13,00									
	14,00									
	15,00									
	16,00									
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00							CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.		

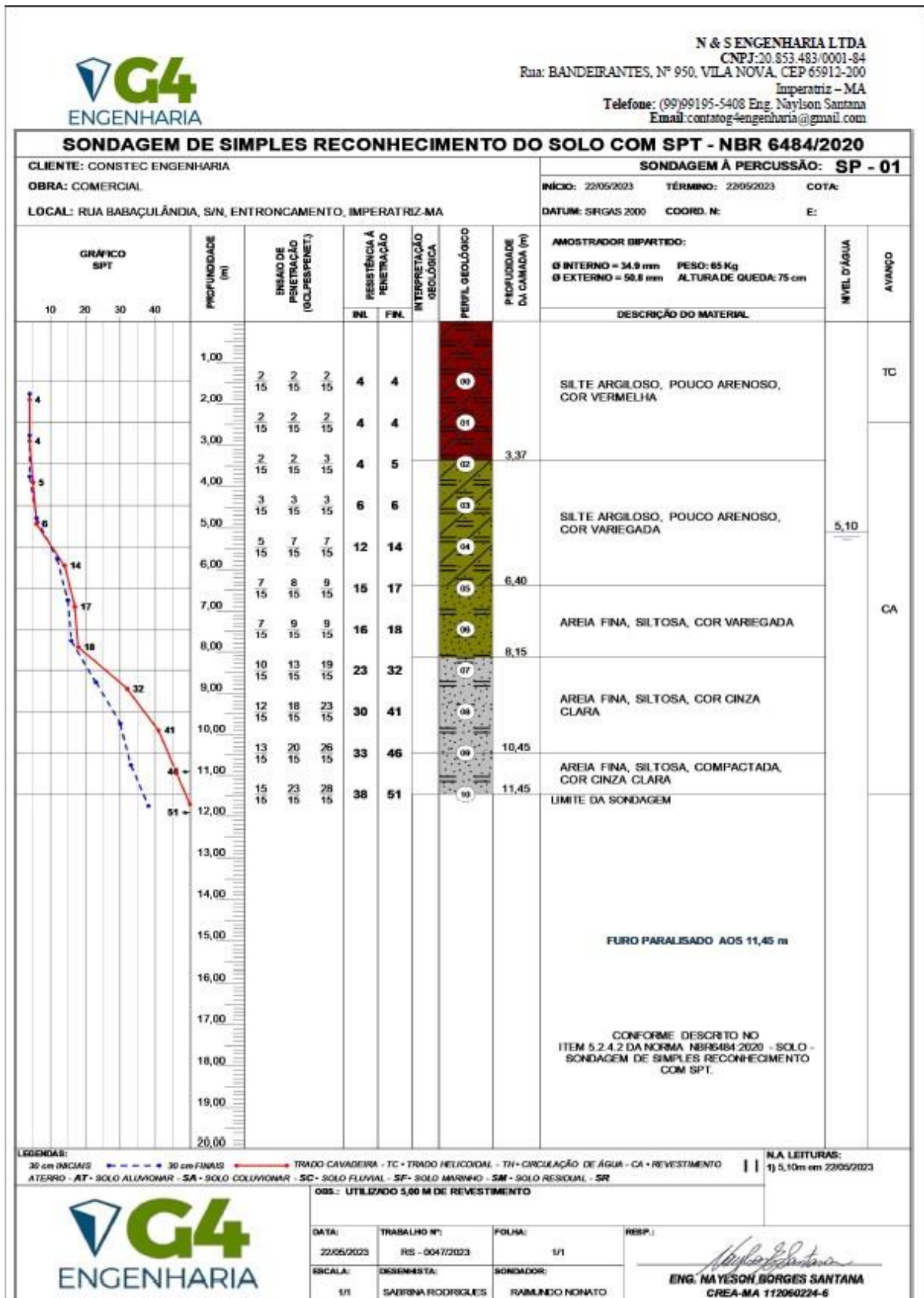
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVADEIRA - TC TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO ATERRO - AT SOLO ALUVIONAR - SA SOLO COLLUVIONAR - SC SOLO FLUVIAL - SF SOLO MARINHO - SM SOLO RESIDUAL - SR		N.A. LEITURAS: 1) N.A.: seco em 17/01/2023	
Obs.: UTILIZADO 3,00 M DE REVESTIMENTO			
G4 ENGENHARIA	DATA: 17/01/2023 ESCALA: 1/1	TRABALHO Nº: RS - 0006/2023 DESENHISTA:	FOLHA: 3/5 SONDADOR: PEPE
		RESP.: <i>Eng. Naysom Borges Santana</i> ENG. NAYLSON BORGES SANTANA CREA-MA 112060224-6	

♦ G4 ENGENHARIA • Rua Bandeirantes, nº 960, Vila Nova, 66912-200, Imperatriz - MA • (99) 99196-6408 • contato@engenharia@gmail.com ♦

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020										
CLIENTE: MUNICÍPIO DE AÇAILÂNDIA - FUNDO MUNICIPAL DE SAÚDE					SONDAGEM À PERCUSSÃO: SP - 004					
OBRA: COMERCIAL					INÍCIO: 18/01/2023 TÉRMINO: 18/01/2023 COTA:					
LOCAL: AV. RAFAEL DE ALMEIDA RIBEIRO, QUADRA 37, JARDIM DE ALAH, AÇAILÂNDIA - MA					DATUM: SIRGAS 2000 COORD. N: E:					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/15cm)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INL	FINL				Ø INTERNO = 34,8 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 60,8 mm ALTURA DE QUEDA: 76 cm		
10 20 30 40								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	1,00	2 15 2 15 1 15	4	3		00		ATERRO	seco	TC
	2,00	3 15 2 15 2 15	5	4		01				
	3,00	2 15 3 15 4 15	5	7		02				
	4,00						4,43			
	5,00	1 15 2 15 3 15	3	5		03		SILTE ARENOSO, COM VEIOS DE PEDREGULHOS, COR VARIEGADA		CA
	6,00	1 15 2 15 2 15	3	4		04				
	7,00	2 15 3 15 3 15	5	6		05				
	8,00	2 15 1 15 4 15	3	5		06				
	9,00	6 15 6 15 5 15	12	11		07	8,30	AREIA MÉDIA, SILTOSA, COR LARANJA		
	10,00	4 15 7 15 10 15	11	17		08				
	11,00	10 15 15 15 15 15	25	30		09				
	12,00	9 15 16 15 15 15	25	31		10				
	13,00	10 15 15 15 17 15	25	32		11	12,45	LIMITE DA SONDAAGEM		
	14,00							FURO PARALISADO AOS 12,46 m		
	15,00									
	16,00									
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00									
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS ——— TRADO CAVADORA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ATERRO - AT • SOLO ALUVIONAR - SA • SOLO COLLUVIONAR - SC • SOLO FLUVIAL - SF • SOLO MARINHO - SM • SOLO RESIDUAL - SR								N.A. LEITURAS: 1) N.A.: seco em 18/01/2023		
G4 ENGENHARIA								CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.		
Obs.: UTILIZADO 6,00 M DE REVESTIMENTO										
DATA: 18/01/2023		TRABALHO Nº: RS - 0005/2023		FOLHA: 4/5		RESP.:				
ESCALA: 1/1		DESENHISTA:		SONDADOR: PEPE		ENG. NAYLSON BORGES SANTANA CREA-MA 112060224-8				



ANEXOS C – Laudo de sondagem SPT do local 2.





N & S ENGENHARIA LTDA
 CNPJ: 20.853.483/0001-84
 Rua: BANDEIRANTES, Nº 950, VILA NOVA, CEP 65912-200
 Imperatriz - MA
 Telefone: (99)99195-5408 Eng. Naylson Santana
 Email: contato@engenharia@gmail.com

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020

CLIENTE: CONSTEC ENGENHARIA
 OBRA: COMERCIAL
 LOCAL: RUA BABAÇULÂNDIA, S/N, ENTRONCAMENTO, IMPERATRIZ-MA

SONDAGEM À PERCUSSÃO: **SP - 02**
 INICIO: 22/05/2023 TÉRMINO: 22/05/2023 COTA:
 DATUM: SIRGAS 2000 COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PMET.)		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO: Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
		1	2	INL	FIN.						
	1,00	1	2	3	4		00		SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COR VERMELHA	6,00	TC
	15	15	15	3	3		01				
	2,00	2	1	3	3		02		SILTE ARGILOSO, POUCO ARENOSO, COR VARIEGADA	7,20	CA
	15	15	15	3	3		03				
	3,00	2	2	4	4		04		AREIA FINA, SILTOSA, COR CINZA CLARA	11,40	
	15	15	15	4	4		05				
	4,00	2	3	5	6		06		AREIA FINA, SILTOSA, COMPACTADA, COR CINZA CLARA	12,45	
	15	15	15	5	6		07				
	5,00	3	5	8	10		08		LIMITE DA SONDAGEM		
	15	15	15	8	10		09				
	6,00	5	5	10	12		10		FURO PARALISADO AOS 12,45 m		
15	15	15	10	12		11					
7,00	7	7	14	16				CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.			
15	15	15	14	16							
8,00	9	11	20	24							
15	15	15	20	24							
9,00	11	13	24	29							
15	15	15	24	29							
10,00	13	15	28	32							
15	15	15	28	32							
11,00	13	16	29	35							
15	15	15	29	35							
12,00	16	19	35	39							
15	15	15	35	39							

LEGENDAS:
 30 cm INICIAS - 30 cm FINAIS - TRADO CAVIDEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO
 ATERRO - AT - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR

N.A. LEITURAS:
 1) 6,00m em 22/05/2023

OBS: UTILIZADO 5,00 M DE REVESTIMENTO



DATA: 22/05/2023 RELATÓRIO Nº: RES - 0047/2023 FOLHA: 1/1 RESP.:
 ESCALA: 1/1 DESenhista: SABRINA RODRIGUES SONDADOR: RAMUNDO NONATO

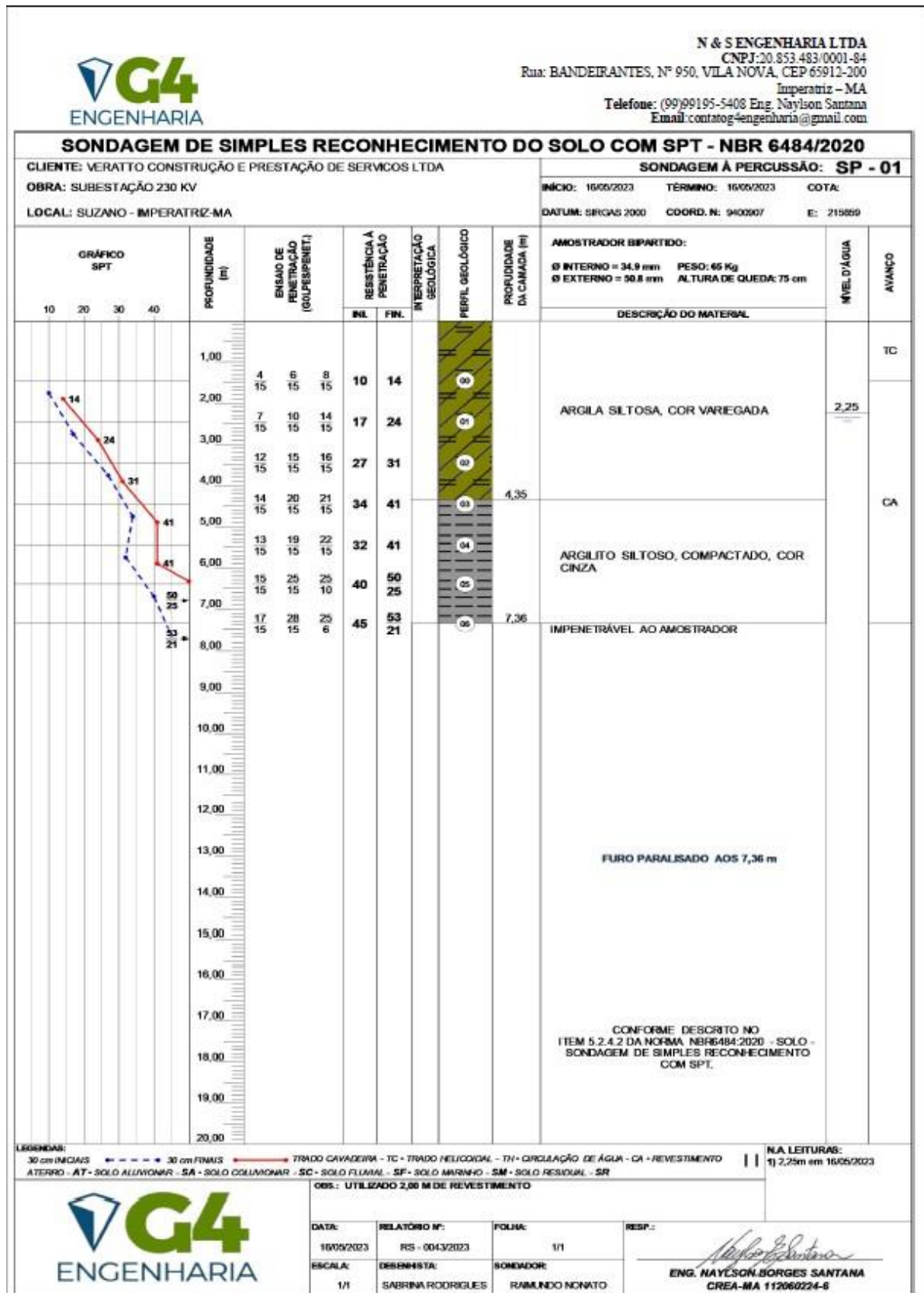
ENG. NAYLSON BORGES SANTANA
 CREA-MA 112060224-6

ANEXOS D – Laudo de sondagem SPT do local 3.

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020										
CLIENTE: KATIA CILENE BEZERRA DOS SANTOS					SONDAGEM À PERCUSSÃO: SP - 001					
OBRA: RESIDENCIAL					INÍCIO: 25/05/2022		TÉRMINO: 25/05/2022		COTA:	
LOCAL: RUA FORTUNATO BANDEIRA, NOVA IMPERATRIZ, IMPERATRIZ-MA					DATUM: SIRGAS 2000		COORD. N:		E:	
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLFPENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO: Ø INTERNO = 34,8 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 76 cm	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INÍL	FIN.						
	1,00	TRADO								
	1,25	1/15 1/15 2/15	2	3		00		ATERRO		TC
	2,00	2/15 2/15 3/15	4	5		01		AREIA- POUCO SILTOSA, FINA, COR AMARELA	3,35	CA
	3,00	3/15 1/15 1/15	3	2		02				
	4,00	1/15 1/15 1/15	2	2		03				
	5,00	3/15 3/15 6/15	6	9		04		5,30		
	6,00	7/15 7/15 7/15	14	14		05		7,30		
	7,00	10/15 15/15 17/15	25	32		06				
	8,00	13/15 18/15 21/15	31	39		07				
	9,00	20/15 25/6 -	45	25	21	08		9,21		
10,00								IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR		
11,00										
12,00										
13,00										
14,00										
15,00										
16,00										
17,00										
18,00										
19,00										
20,00										
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS — TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO ATERRO - AT • SOLO ALUVIONAR - SA • SOLO COLUVIONAR - SC • SOLO FLUVIAL - SF • SOLO MARINHO - SM • SOLO RESIDUAL - SR								N.A. LEITURAS: 1) 3,35m em 25/05/2022		
G4 ENGENHARIA								OBS.: UTILIZADO 0,90 M DE REVESTIMENTO		
DATA: 25/05/2022		TRABALHO Nº: RS - 0056/2022		FOLHA: 1/2		RESP.:				
ESCALA: 1/1		DESENHISTA:		BONDADOR: PEPE		ENG. NAYLSON BORGES SANTANA CREA-MA 112080224-6				

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020										
CLIENTE: KATIA CILENE BEZERRA DOS SANTOS					SONDAGEM À PERCUSSÃO: SP - 002					
OBRA: RESIDENCIAL					INÍCIO: 25/05/2022 TÉRMINO: 25/05/2022 COTA:					
LOCAL: RUA FORTUNATO BANDEIRA, NOVA IMPERATIZ, IMPERATRIZ-MA					DATUM: SIRGAS 2000 COORD. N: E:					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/15cm)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO: Ø INTERNO = 34,8 mm PESO: 86 Kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 76 cm	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INÍ	FIN						
	1,00	1/15	1/15	1/15	2	2				TC
	2,00	1/15	1/15	2/15	2	3				
	3,00	1/15	1/15	1/15	2	2				
	4,00	1/15	1/15	2/15	2	3				
	5,00	6/15	8/15	12/15	14	20				
	6,00	10/15	15/15	17/15	25	32	6,30		3,40	
	7,00	13/15	19/15	22/15	32	41				CA
	8,00	15/15	20/15	25/6	35	45	8,36			
	9,00					21				
		10,00								
	11,00									
	12,00									
	13,00									
	14,00									
	15,00									
	16,00									
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00									
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS --- 30 cm FINAIS --- TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ATERRO - AT - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR								N.A. LEITURAS: 1) 3,40m em 25/05/2022		
LOGO G4 ENGENHARIA								OBS.: UTILIZADO 8,00 M DE REVESTIMENTO		
DATA: 25/05/2022		TRABALHO Nº: RS - 0056/2022		FOLHA: 2/2		RESP.:				
ESCALA: 1/1		DESENHISTA:		SONDADOR: PEPE		ENG. NAYLSON BORGES SANTANA CREA-MA 112080224-6				

ANEXOS E – Laudo de sondagem SPT do local 4.





N & S ENGENHARIA LTDA
 CNPJ: 20.853.483/0001-84
 Rua: BANDEIRANTES, Nº 950, VILA NOVA, CEP 65912-200
 Imperatriz - MA
 Telefone: (99)99195-5408 Eng. Naylson Santana
 Email: contato4engenharia@gmail.com

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020

CLIENTE: VERATTO CONSTRUÇÃO E PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS LTDA
 OBRA: SUBESTAÇÃO 230 KV
 LOCAL: SUZANO - IMPERATRIZ-MA

SONDAGEM À PERCUSSÃO: **SP - 02**
 INÍCIO: 16/05/2023 TÉRMINO: 16/05/2023 COTA:
 DATUM: SFCGAS 2000 COORD. N: 9400917 E: 215889

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PMET.)			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO: Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO	
		6	9	10	INL	FIN.							
	1,00	6	9	10	15	19		00			1,90	TC	
	2,00	7	11	14	18	25		01					
	3,00	10	15	15	25	34		02					
	4,00	13	20	20	33	40		03	4,20				
	5,00	15	21	20	36	41		04					
	6,00	14	22	22	36	44		05	6,40				
	7,00	16	25	25	41	50		06	7,37				
	8,00	15	15	7		22		00					
	9,00												
	10,00												
11,00													
12,00													
13,00													
14,00													
15,00													
16,00													
17,00													
18,00													
19,00													
20,00													
ARGILA SILTOSA, COR VARIEGADA													
ARGILITO SILTOSO, COMPACTADO, COR LARANJA											CA		
ARENITO SILTOSO, COMPACTADO, COR LARANJA													
IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR													
FURO PARALISADO AOS 7,37 m													
CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.2 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAÇÃO DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.													

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TV - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO
 ATERRIO - AT - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR

N.A. LEITURAS:

1) 1,90m em 16/05/2023



OBS.: UTILIZADO 2,00 M DE REVESTIMENTO

DATA:	RELATÓRIO Nº:	FOLHA:	RESP.:
16/05/2023	RS - 0043/2023	1/1	
ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	
1/1	SABRINA RODRIGUES	RAIMUNDO NONATO	

ENG. NAYLSON BORGES SANTANA
 CREA-MA 112060224-6



N & S ENGENHARIA LTDA
 CNPJ: 20.853.483/0001-84
 Rua: BANDEIRANTES, Nº 950, VILA NOVA, CEP 65912-200
 Imperatriz - MA
 Telefone: (99)99195-5408 Eng. Naylson Santana
 Email: contatog4engenharia@gmail.com

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT - NBR 6484/2020

CLIENTE: VERATTO CONSTRUÇÃO E PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS LTDA
 OBRA: SUBESTAÇÃO 230 KV
 LOCAL: SUZANO - IMPERATRIZ-MA

SONDAGEM À PERCUSSÃO: **SP - 03**
 INÍCIO: 16/05/2023 TÉRMINO: 16/05/2023 COTA:
 DATUM: SIRGAS 2000 COORD. N: 9400206 E: 215916

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PMET)			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO: Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm	Nº DE ÁGUA	AVANÇO	
		6	15	8	INL	FIN.							
	1,00	6	6	8	12	14	TC	00	5,25	ARGILA SILTOSA, COR VARIEGADA	1,95	CA	
	2,00	7	10	12	17	22							
	3,00	11	14	17	25	31	01	02	03	04	05	06	
	4,00	10	13	16	23	29							
	5,00	13	18	19	31	37	06	07	08	09	10		
	6,00	16	20	22	36	42							
	7,00	15	15	15	36	42	00	00	00	00	00	00	
	8,00	15	21	23	36	44							
	9,00												
	10,00												
11,00													
12,00													
13,00													
14,00													
15,00													
16,00													
17,00													
18,00													
19,00													
20,00													

LEGENDAS: 30 cm INCLINADAS - 30 cm RIMMS - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCUITAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO
 ATENHO - AT - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SF - SOLO MARINHO - SM - SOLO RESIDUAL - SR

N.A. LEITURAS: 1) 1,95m em 16/05/2023



Obs.: UTILIZADO 2,00 M DE REVESTIMENTO

DATA: 16/05/2023 RELATÓRIO Nº: RS - 0043/2023 FOLHA: 1/1 RESP.:
 ESCALA: 1/1 DESENHISTA: SABRINA RODRIGUES SONDADOR: RAIMUNDO NONATO

ENG. NAYLSON BORGES SANTANA
 CREA-MA 112060224-6