



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**BRUNA OLIVEIRA SOUSA
LANA KAINY TORRES SOUZA**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ENSAIOS LABORATORIAIS
DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS E PERFIS DE
SONDAGEM SPT (*STANDARD PENETRATION TEST*)
REALIZADOS NA CIDADE DE GOIANÁPOLIS - GO**

PUBLICAÇÃO Nº: 10

**GOIANÉSIA / GO
2019**



**BRUNA OLIVEIRA SOUSA
LANA KAINY TORRES SOUZA**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ENSAIOS LABORATORIAIS
DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS E PERFIS DE
SONDAGEM SPT (*STANDARD PENETRATION TEST*)
REALIZADOS NA CIDADE DE GOIANÁPOLIS - GO**

PUBLICAÇÃO Nº: 10

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

ORIENTADOR: Me. IGOR CEZAR SILVA BRAGA

GOIANÉSIA / GO: 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

SOUSA, BRUNA OLIVEIRA; SOUZA, LANA KAINY TORRES.

Análise comparativa de ensaios laboratoriais de caracterização de solos e perfis de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) realizados na cidade de Goianápolis - GO. 2019 xi, 71P, 297 mm (FACEG, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

- | | |
|---------------|--------------------|
| 1. Relatórios | 2. Índices físicos |
| 3. Comparação | 4. Solos |
| I. ENC/FACEG | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOUSA, Bruna Oliveira; SOUZA, Lana Kainy Torres. Análise comparativa de ensaios laboratoriais de caracterização de solos e perfis de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) realizados na cidade de Goianápolis - Goiás. TCC, Publicação ENC. PF-001A/07, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, GO, 71p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOMES DOS AUTORES: Bruna Oliveira Sousa e Lana Kainy Torres Souza.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Análise comparativa de ensaios laboratoriais de caracterização de solos e perfis de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) realizados na cidade de Goianápolis - Goiás.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2019

É concedida à Faculdade Evangélica de Goianésia a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Lana Kainy Torres Souza
Av. Flamboyant, N° 23, Bougainville
CEP:76383-069 - Goianésia/GO – Brasil.

Bruna Oliveira Sousa
Rua 2011, Qd.2 Lt.9, Rosem Park
CEP:76400-000 - Uruaçu/GO – Brasil.

**BRUNA OLIVEIRA SOUSA
LANA KAINY TORRES SOUZA**

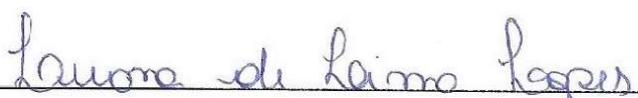
**ANÁLISE COMPARATIVA DE ENSAIOS LABORATORIAIS
DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS E PERFIS DE
SONDAGEM SPT (*STANDARD PENETRATION TEST*)
REALIZADOS NA CIDADE DE GOIANÁPOLIS - GOIÁS**

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

APROVADO POR:



IGOR CEZAR SILVA BRAGA, MSc. (Faculdade Evangélica de Goianésia)
(ORIENTADOR)



LUANA DE LIMA LOPES, MSc. (Faculdade Evangélica de Goianésia)
(EXAMINADOR INTERNO)



ROBSON DE OLIVEIRA FÉLIX, Esp. (Faculdade Evangélica de Goianésia)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: GOIANÉSIA/GO, 02 de DEZEMBRO de 2019.

*Dedico este trabalho:
a nossos pais, Miguel e Beatriz, Ruth;
a nossos irmãos, Raffael e Vitor Hugo;
aos nossos avós Brasilina e Gumercino, Marcelina e Guiomar, e
a nosso amigo Rodrigo Batista (in memórian).*

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Deus pelo dom da vida, por nos dar a oportunidade de cursar o Ensino Superior, por nos conceder sabedoria e paciência, e enfim chegar ao término do nosso trabalho apesar de inúmeros obstáculos. A nossos pais Beatriz e Miguel, Ruth e João Francisco, que nos deram a vida e foram apoio nos momentos em que pensamos não ser capazes, nos deram força, foram exemplos e nunca nos deixaram perder a fé. A meus irmãos Raffael e Vitor Hugo que ajudaram e deram apoio quando foi preciso. A nossas tias Janetth e Eliane, que não pouparam palavras de incentivo.

Ao nosso professor orientador Me. Igor Cezar Silva Braga pela orientação, pelo incentivo, pelas sugestões e amizade. Ao nosso professor Me. Eduardo Toledo pela disposição em ajudar, pelos conselhos e amizade. A todos nossos professores do curso, em especial Me. Luana Lopes, Esp. Robson Félix, Me. Danielly Luz, que contribuíram para nossa formação e pela excelência técnica de cada um. Aos nossos amigos de graduação, Fábio Brito, Jaqueline Silva, Najara Morais, Sarah Oliveira pela amizade, companheirismo, apoio e pelos momentos de tensão, pelos sorrisos, pelas dificuldades, pela descontração, enfim por tudo que passamos juntos. Ao fim desse curso podemos garantir que aprendemos inúmeras lições com cada um deles, nesses cinco anos também aprendemos a lidar com a essência de cada um e nos tornamos amigos, irmãos, parceiros que os laços se mantenham unidos até depois da faculdade. Aos outros colegas de classe e demais amigos do curso de Engenharia Civil da Faculdade Evangélica de Goianésia, agradecemos por constituírem importante papel na nossa formação e também pelos laços afetivos criados.

A todos os colaboradores do curso de Engenharia Civil da Faculdade Evangélica de Goianésia que nos auxiliaram indiretamente a fim de manter a qualidade de ensino.

Obrigado a todos!

RESUMO

O presente trabalho baseia-se na análise comparativa entre os relatórios dos perfis de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) realizados na cidade de Goianópolis e os resultados dos ensaios laboratoriais de caracterização destes solos, visando-se verificar possíveis erros, discrepâncias e dar maior precisão ao ensaio de simples reconhecimento. O estudo dos solos é o primeiro passo para o início de um projeto, por isso é necessário a identificação do tipo de solo e suas características. Assim é possível definir o melhor tipo de fundação, para tanto necessita-se de uma investigação adequada dos solos. Dentre os inúmeros métodos de investigação dos solos existentes no Brasil, destaca-se o ensaio SPT, por apresentar vantagens como baixos custos, fácil execução e mão de obra disponível. Ainda, por ser um ensaio feito por mão de obra humana, podem ocorrer diversos erros, desse modo, observa-se a importância dos ensaios laboratoriais de caracterização dos solos para garantir a veracidade das informações apresentadas nos relatórios de sondagem. Esses ensaios também possibilitam o conhecimento de outros parâmetros como os índices físicos do solo, muitas vezes indispensáveis para discernir um solo de outro. Os solos para fins de Engenharia podem ser divididos em quatro grupos principais: pedregulho, areia, silte e argilas. As principais classificações são de acordo com a granulometria, Sistema de Classificação Unificada de Solos e *Highway Research Board*. Para realização dos ensaios de análise granulométrica, massa específica, umidade higroscópica, umidade natural, limites de liquidez e limite de plasticidade, os solos foram misturados entre si a partir da semelhança em relação ao tipo de solo descrito no relatório de sondagem. Respeitou-se todas as normatizações brasileiras existentes, exceto o ensaio de massa específica feito com um método mais simples e conciso. Baseando-se nos resultados dos ensaios laboratoriais, exceto o ensaio de análise granulométrica que apresenta 63 % de areia, conclui-se a predominância de solos siltosos. Isso, levando em conta os ensaios de caracterização descobriu-se um índice de plasticidade baixo, 4 %, característico de solos com presença de silte. Comparando-se os resultados dos ensaios com os relatórios de simples reconhecimento foi observado grande semelhança.

Palavras chave: solos, classificação, comparação, índices físicos, relatórios.

ABSTRACT

The present work is based on the comparative analysis between the reports of SPT (Standard Penetration Test) probing profiles performed on the city of Goiánápolis and the results of soil characterization laboratory tests, aiming to verify possible errors, discrepancies and give more precision to the simple recognition test. The study of soil is the first step to start a project, for this reason is necessary the identification of the type of soil and it's characteristics. Thus it's possible to define the best type of foundation, and for that it's necessary a adequate investigation of the soil. Among the countless existing soil investigation methods, in Brazil the SPT test stands out, for presenting advantages as low cost, easy execution and available workforce. Still, because it's a test made by humans hands, a number of mistakes can occur, in this way, one can note the importance of the soil characterization laboratory tests for guaranteeing the truth about the information presented on the probing report's. Those tests also enable the knowledge about other parameters like the physical index of the soil, many times indispensable to discern one soil from another. The soils for engineering requirements can be divided into four core groups: gravel, sand, silt and clays. The core classifications are in accordance with the granulometry, Unified Soil Classifications System and Highway Research Board. For the realization of the tests of granulometry analysis, specific mass, hygroscopic humidity, natural humidity, liquidity limits and plasticity limits, the soils were mixed between themselves starting from the semblance in relation to the type of soil described on the probing report. All existing brazilian norms and standards were respected, with the exception of the specific mass test made with a simple and concise method. Based on the results of the laboratory tests, except for the particle size analysis test that presents 63% of sand, the predominance of silt soils is concluded. Taking the characterization tests into account, a low plasticity index of 4%, characteristic of silt-containing soils, was found. Comparing the test results with the simple recognition reports, a great similarity was observed.

Keywords: soil, classification, comparison, physical index, reports.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo.	3
Figura 2.1 – Ensaios mais comuns utilizados no Brasil.	9
Figura 2.2 – Equipamentos para ensaio de reconhecimento a percussão SPT.	14
Figura 2.3 – Amostrador tipo Raymond.	15
Figura 2.4 – Tipos de trados: concha e helicoidal.	15
Figura 2.5 – (a) Amostrador Raymond; (b) Amostrador tubo Shelby.	17
Figura 2.6 – Esquema mostrando contagem N_{SPT}	18
Figura 2.7 – Perfil típico de sondagem de simples reconhecimento.	22
Figura 2.8 – Carta de plasticidade.	29
Figura 2.9 – Gráfico para determinação do limite de liquidez.	36
Figura 4.1 – Amostra sondagem SPT.	43
Figura 4.2 – Sequência preparação preliminar das amostras.	44
Figura 4.3 – Gráfico massa específica natural e seca.	45
Figura 4.4 – Sequência ensaio massa específica.	46
Figura 4.5 – Gráfico umidade higroscópica.	47
Figura 4.6 - Gráfico umidade natural.	48
Figura 4.7 – Etapas do ensaio para determinação de umidade natural.	48
Figura 4.8 – Determinação de umidade higroscópica.	49
Figura 4.9 – Início do ensaio para análise granulométrica.	50
Figura 4.10 – Conjunto de peneiras (50 mm - 2 mm).	51
Figura 4.11 – Conjunto de peneiras (1,2 mm - 0,0075 mm)	51
Figura 4.12 – Peneiramento grosso.	52
Figura 4.13 – Peneiramento fino.	52
Figura 4.14 – Curva granulométrica.	53
Figura 4.15 – Classificação granulométrica	53
Figura 4.16 – Passo a passo ensaio de limite de plasticidade.	54
Figura 4.17 – Gráfico limite de liquidez.	55
Figura 4.18 – Etapas ensaio de limite de liquidez a partir da homogeneização do solo.	56
Figura 4.19 – Gráfico peso específico do solo (γ_{nat} , γ_s , γ_d).	57
Figura 4.20 – Índice de vazios médio.	58

LISTA DE EQUAÇÕES

(2.1) Massa específica do solo.....	32
(2.2) Peso específico natural do solo	33
(2.3) Peso específico do solo seco	33
(2.4) Peso específico aparente seco	33
(2.5) Teor de umidade	34
(2.6) Massa total da amostra seca.....	34
(2.7) Porcentagem do material passante (solos grossos)	35
(2.8) Porcentagem do material passante (solos finos)	35
(2.9) Índice de plasticidade.....	36
(2.10) Índice de vazios.....	37
(2.11) Índice de vazios.....	37

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Simbologia do Sistema de Classificação Unificada de Solos.	26
Quadro 2.2 – Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) - Solos de Granulação Grossa.	27
Quadro 2.3 – Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) - Solos de Granulação Fina.	28

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Aplicabilidade e uso de ensaios <i>in situ</i>	10
Tabela 2.2 – Classificação dos solos de acordo com o índice de resistência a penetração.	21
Tabela 2.3 – Fatores que influenciam os resultados do ensaio SPT.....	23
Tabela 2.4 – Classificação dos grãos pela granulometria.....	25
Tabela 2.5 – Classificação dos Solos: Sugestão do Highway Research Board-HRB adotada pela AASHTO.....	30
Tabela 2.6 – Granulometria da areia.....	32
Tabela 4.1 – Dados iniciais.....	44
Tabela 4.2 – Volumes, massas específicas e teores de umidade.	45
Tabela 4.3 – Umidade higroscópica.	46
Tabela 4.4 – Umidade natural.....	47
Tabela 4.5 – Peneiramento grosso.....	49
Tabela 4.6 – Peneiramento fino.....	50
Tabela 4.7 – Dados para determinação do limite de plasticidade.....	54
Tabela 4.8 – Dados para determinação do limite de liquidez.....	55
Tabela 4.9 – Pesos específicos.....	57
Tabela 4.10 – Índice de vazios.	58

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ASTM – *American Society for Testing and Materials*.
- CPT – *Cone Penetration Test*.
- CPTU – *Piezocone Penetration Test*.
- DMT – Dilatômetro de Marchetti.
- HRB – *Highway Research Board*.
- IG – Índice de grupos.
- IP – Índice de plasticidade.
- IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas.
- LL – Limite de liquidez.
- LP – Limite de plasticidade.
- LP_{máximo} – Limite de plasticidade máximo.
- LP_{médio} – Limite de plasticidade médio.
- NBR – Norma técnica.
- NG – Número de golpes.
- N_{SPT} – Índice de resistência à penetração do solo.
- PMT – Pressiômetro de Ménard.
- RP – Resistência a penetração.
- SPT – *Standard Penetration Test*.
- SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos.
- VANE – Ensaio de palheta “Vane test”.

LISTA DE SÍMBOLOS

- e – Índice de vazios (adimensional);
- ρ – Massa específica do solo (g/cm^3);
- ρ_s – Massa específica do solo seco (g/cm^3);
- M – Massa total da amostra do solo (g);
- M_s – Massa total da amostra seca (g);
- M_1 – Massa do solo úmido mais a massa do recipiente (g);
- M_2 – Massa do solo seco mais a massa do recipiente (g);
- M_3 – Massa do recipiente incluso a tampa (g);
- M_s – Massa total da amostra seca (g);
- M_T – Massa da amostra seca em temperatura ambiente (g);
- M_g – Massa do material seco retido na peneira de 2,0 mm (g);
- M_u – Massa do material úmido submetido ao peneiramento fino ou sedimentação (g);
- M_r – Massa do material retido acumulado em cada peneira (g);
- N – Porcentagem do material passado na peneira de 2,0 mm (%).
- P – Peso dos sólidos do solo (kN);
- P_s – Peso do solo seco (kN);
- Q_f – Porcentagem de material passado em cada peneira (solos finos) (%);
- Q_g – Porcentagem de material passado em cada peneira (solos grossos) (%);
- γ_{nat} – Peso específico natural do solo (kN/m^3);
- γ_d – Peso específico aparente seco (kN/m^3);
- γ_s – Peso específico do solo seco (kN/m^3);
- w – Teor de umidade (%);
- V – Volume total do recipiente (cm^3);
- V_v – Volume de vazios (m^3);
- V_s – Volume de sólidos (m^3).

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA	4
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.2.1 Objetivo Geral.....	4
1.2.2 Objetivos Específicos	4
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	5
2 REVISÃO DE LITERATURA.....	6
2.1 PROSPECÇÃO DO SOLO	6
2.2 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO	6
2.3 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO.....	8
2.3.1 <i>Standard Penetration Test</i> – SPT.....	11
2.4 FORMAÇÃO DOS SOLOS.....	24
2.4.1 Classificação dos solos	24
2.4.2 Caracterização dos solos	32
3 MATERIAIS E MÉTODOS	38
3.1 ENSAIOS EM LABORATÓRIO.....	38
3.1.1 Ensaio para determinação da massa específica	39
3.1.2 Ensaio para determinação da umidade natural e da umidade higroscópica	39
3.1.3 Ensaio de análise granulométrica.....	40
3.1.4 Ensaio para determinação do limite de plasticidade	41
3.1.5 Ensaio para determinação do limite de liquidez.....	41
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	43
4.1 RESULTADOS DA SONDAGEM DE <i>STANDARD PENETRATION TEST</i>	43
4.2 RESULTADOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO.....	44
4.2.1 Resultados ensaio para determinação da massa específica.....	44

4.2.2 Resultados do ensaio para determinação da umidade natural e da umidade higroscópica.....	46
4.2.3 Resultados ensaio de análise granulométrica.....	49
4.2.4 Resultados ensaio para determinação do limite de plasticidade	54
4.2.5 Resultados do ensaio para determinação do limite de liquidez.....	55
4.3 RESULTADOS ÍNDICES FÍSICOS	56
4.4.6 Pesos específicos	56
4.4.7 Índice de vazios	58
4.4 RESULTADOS CLASSIFICAÇÃO.....	59
5 CONCLUSÃO.....	60
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
ANEXO A.....	65
ANEXO B.....	71

1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que o solo é a base de qualquer projeto de construção. De acordo com Jesus (2013) o solo é a camada que perde resistência em contato com a água, o mesmo é o ponto inicial para construção de obras primordiais como aterros, estradas, casas, barragens e está sujeito a ação do clima, do tempo e do relevo.

Por meio das fundações e muros de suporte, o solo é o responsável por dissipar as cargas das estruturas decorrentes do seu peso próprio e das cargas decorrentes ao seu uso (SENA, 2016). Dessa forma, é muito importante deter de muitas informações sobre as características do mesmo, tanto a favor da segurança como para a concepção de um bom projeto de construção qualquer, em especial, o projeto de fundações (PEIXOTO & CARVALHO, 2014).

Cunha (2016) afirma que no contexto vigente, as exigências de mercado prezam por projetos mais seguros e viáveis economicamente, independentemente se é um projeto de pequeno, médio ou grande porte. O autor também ressalva que cada vez mais, a investigação do solo é uma condição necessária antes da elaboração de projetos, pois ela também se refere a questões como a responsabilidade social, responsabilidade técnica e responsabilidade para com o meio ambiente.

A investigação dos solos oferece dados como a classificação dos solos granulares, a existência de rochas, posição do nível d'água, perfis estratigráficos, capacidade/resistência a cargas (tensões admissíveis), etc. (THIESEN, 2016). Essas informações são analisadas a fim de entender seu comportamento e ter uma prévia do que pode vir a acontecer as estruturas dispostas sobre ele (PEIXOTO & CARVALHO, 2014).

É importante ressaltar que se a investigação dos solos for feita corretamente, ela é capaz de auxiliar na prevenção de gastos futuros com a manutenção das estruturas (STURARO *et al.*, 2012). Também tende-se a adequar os dimensionamentos e os projetos de fundações, ao tipo de solo trabalhado, evitando colapsos como recalques, ou outros tipos de danos estruturais/arquitetônicos (GON, 2011).

Assim, surgiram inúmeros ensaios geotécnicos, a fim de fazer a investigação do solo e determinar seus variados parâmetros. Apesar da grande variedade de ensaios presentes no mercado, os ensaios de sondagem de simples reconhecimento, com ênfase no ensaio SPT-*Standard Penetration Test*, são muito populares tanto em âmbito nacional como internacional (THIESEN, 2016).

Mesmo com a existência de outros ensaios geotécnicos, o SPT não despovoou-se, por fatores como ser um ensaio de fácil execução, de baixo custo, bem prático, que exige pouco domínio de técnica e de fácil interpretação dos resultados, além de ser culturalmente muito adotado pela grande maioria dos profissionais para determinações de informações a respeito da prospecção do solo (MORAIS, 2014). Essas informações são baseadas no índice de resistência a penetração (N_{SPT}), ou seja, de acordo com a quantidade de golpes necessários para cravação do amostrador, identifica-se o tipo de solo e a espessura da camada (LUKJANTCHUKI, 2012).

Contudo, mesmo sendo um ensaio conhecido e dispondo de regras/normas para ser executado, apresenta inúmeras falhas de distintas origens que podem intervir na confiabilidade dos resultados obtidos. Assim muitas vezes os dados são muito dispersos e errôneos, levando a dimensionamentos impróprios (MAGALHÃES, 2018).

Para verificar a confiabilidade dos dados referentes a classificação dos solos obtidos nos boletins dos perfis de sondagem, pode-se fazer um ensaio de caracterização de solos com o mesmo solo analisado, revelando possíveis discrepâncias (RODRIGUEZ, 2013).

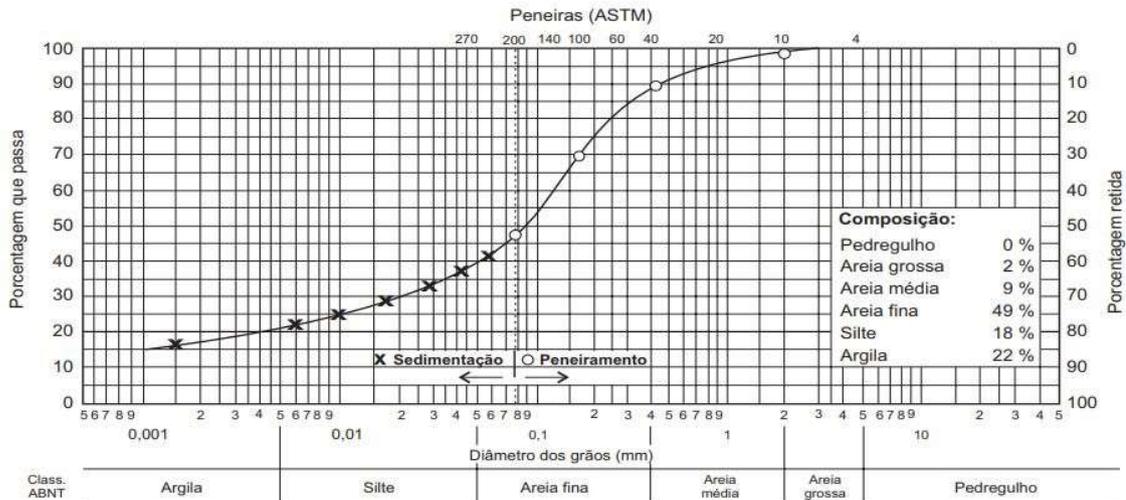
Trevisan (2017) afirma que os solos apresentam grande variabilidade no seu comportamento, devido existirem em variados tipos. O autor diz que os mais conhecidos em relação a área de Engenharia Civil, são os solos siltosos, solos argilosos e solos arenosos, cada qual com sua peculiaridade e seu comportamento específico. Nesse caso, para estimar a quantidade de carregamentos e sua constituição é necessário fazer ensaios para caracterização dos mesmos. Ainda, segundo ele, a caracterização dos solos mais comum é baseada na granulometria.

Os ensaios de caracterização de solos são regidos por normas técnicas quanto a preparação de amostras e execução dos testes, que são feitos manualmente em laboratório (ABEL, 2011). Os ensaios de caracterização de solos são ensaios comuns, que determinam os índices físicos e o tipo de solo a partir da análise dos grãos, por exemplo, por intermédio da curva granulométrica (GON, 2011).

Os ensaios de caracterização de solos são muito significantes, pois além de se descobrir o perfil, ainda por intermédio dos mesmos se conhece a granulometria, a permeabilidade, a saturação, o peso específico, a umidade natural, a umidade higroscópica, os limites de plasticidade, dentre outros dados (GON, 2011).

A Figura 1.1 mostra a curva granulométrica de um solo, nela pode-se notar a composição da amostra de forma detalhada por intermédio das porcentagens presentes de cada tipo de material.

Figura 1.1 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo.



Fonte: PINTO, 2006.

Os ensaios de caracterização de solos são muito significantes, pois além de se descobrir o perfil, ainda por intermédio dos mesmos se conhece a permeabilidade, a saturação, o peso específico, a umidade natural, a umidade higroscópica, os limites de plasticidade, dentre outros dados (GON, 2011).

A análise das partículas dos solos permite a caracterização dos mesmos, tornando-se assim procedimento útil em diversos aspectos. Realizar tal análise de partículas dá possibilidade de uma melhor seleção dos materiais adequados para o tipo de construção que será realizado naquele local. Ela ainda fornece dados para controle ambiental, como presença de algum tipo de contaminante, dados para conceber obras com maior gestão e melhor monitoradas, como também dados sobre a qualidade dos materiais utilizados (ABEL, 2011).

Desse modo, pretende-se utilizar os ensaios de caracterização para confirmar as informações referentes ao perfil presente no boletim de sondagem, por intermédio de um comparativo entre os resultados, define-se corretamente o tipo de solo trabalhado, evita-se erros de projeto, podendo prosseguir com os próximos passos construtivos.

1.1 JUSTIFICATIVA

O primeiro passo para realizar um projeto de Engenharia Civil, sendo de pequeno ou grande porte, é conhecer o tipo de solo, porque só assim poderá ser escolhido o tipo de fundação (CUNHA, 2016).

Sendo assim neste trabalho será estudado o ensaio *Standard Penetration Test* - SPT, por ser uma opção de baixo custo, simples execução e o mais utilizado no Brasil e no mundo (LUCENA, 2018).

O SPT é normatizado pela NBR 6484:2001 Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, onde são apresentados a aparelhagem necessária, o procedimento e como devem ser expressados os resultados.

Por ser um ensaio simples, e realizado em grande parte manualmente, o mesmo pode não ter precisão específica do tipo de solo, então para maior veracidade dos dados obtidos na sondagem SPT, é necessário realizar ensaios em laboratórios para obter a análise granulométrica do solo (LUCENA, 2018).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Realizar ensaios laboratoriais de caracterização de solos e comparar com os resultados obtidos em campo sobre os perfis de sondagens SPT, realizados na cidade de Goianópolis - Goiás.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar os relatórios de sondagens SPT;
- Realizar ensaios de caracterização e granulometria dos solos em laboratório;
- Determinar a curva granulométrica dos solos analisados;
- Determinar os índices físicos: massa específica, umidade natural, umidade higroscópica, pesos específicos e índice de vazios;
- Comparar se houver discrepância entre os resultados dos ensaios obtidos em laboratório com os encontrados nos relatórios de sondagem SPT.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em cinco capítulos. O capítulo 1, faz a apresentação inicial do trabalho, expõe a justificativa e os objetivos do mesmo. No capítulo 2, é apresentada a revisão bibliográfica acerca do tema. No capítulo 3, são descritas as etapas e os procedimentos metodológicos utilizados para a realização dos ensaios e aquisição de dados. No capítulo 4, apresenta-se e discute-se os resultados obtidos por meio dos ensaios laboratoriais e dos relatórios de sondagem SPT, fazendo uma análise comparativa entre os mesmos. No capítulo 5, são apresentadas as conclusões e considerações finais dos autores.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 PROSPECÇÃO DO SOLO

O comportamento dos solos é de extrema importância para a determinação da capacidade de carga das fundações. Em geral, no território brasileiro os solos são resistentes, apesar de tal característica, o estudo comportamental dos mesmos deve ser realizado e esse estudo é baseado na investigação do subsolo (ROCHA, 2013).

Ferreira *et al.* (2014), afirmam que além de estudar-se o solo por intermédio de sondagens, determinar analiticamente e numericamente o comportamento dele é muito complexo. Os autores argumentam que durante o processo o solo é perturbado, apresentando no fim resultados modificados por essa perturbação.

A prospecção dos solos permite a constatação dos tipos de solos, da presença de rochas existentes, bem como o perfil estratigráfico; informações relevantes para os projetos de construção civil, como fundações, pavimentação, dentre outros (CASTRO *et al.*, 2016). Sobre essas informações conhecidas a partir da prospecção dos solos, Sena (2016) assegura que para o projeto de fundações, conhecer as características do solo que suportará a estrutura é indispensável, para obter tais dados é crucial estudar as camadas mais profundas.

Referente a custos com a investigação dos solos, recorrendo-se a sondagens, o custo envolve cerca de 0,2 % a 0,5 % do custo total da obra (GOLAÇO, 2017).

2.2 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

A investigação do subsolo é o passo inicial para precaver/solucionar qualquer problema que possa aparecer com origem baseada no solo, principalmente por serem as causas mais comuns de problemas nas fundações (MILITITSKY *et al.*, 2015).

Milititsky *et al.* (2015), ressaltam que a investigação deve se começar apoiada no estudo de escritório; ou seja, fundamentada em dados hidrológicos, pedológicos, geotécnicos, etc., com intuito preliminar de identificar o melhor local para a implantação da obra. Os autores declaram que dependendo da complexibilidade da obra, além do estudo preliminar, se carece de estudos complementares e estudos geotécnicos especiais.

Sena (2016), declara que para o princípio do programa de investigação, o responsável pelos projetos deve estar ciente a respeito da planta do local onde será construída a obra; dos

dados referentes a estrutura trabalhada e das obras vizinhas; das informações quanto a geologia e geotécnica da área e das normas/códigos de obras do local.

De acordo com Magalhães (2018), por ter tamanha influência sobre o projeto de construção, a prospecção dos solos é normatizada segundo a NBR 8036 (ABNT, 1983). A norma técnica em questão estima o número, a locação e a profundidades das sondagens.

Conforme a NBR 8036 (ABNT, 1983) o número de sondagens vai variar conforme o tipo de estrutura. Dessa forma, de acordo com a norma acima:

- Obras que possuem até 200 m², devem ter pelo menos duas sondagens para a área de projeção em planta da construção;
- Obras que possuem entre 200 m² até 400 m², devem ter no mínimo três sondagens;
- Obras que possuem até 1200 m², devem ter no mínimo uma sondagem a cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício;
- Obras que possuem entre 1200 m² e 2400 m², deve-se fazer uma sondagem a cada 400 m² excedidos dos 1200 m²;
- Obras que possuem acima de 2400 m², o número de sondagens é de acordo com o projeto particular de construção.

A NBR 8036 (ABNT, 1983) também diz que as sondagens devem ser realizadas até profundidades que o solo não seja solicitado pelas cargas estruturais.

Schnaid e Odebrecht (2012), dizem que a investigação geotécnica pode ser caracterizada em três diferentes métodos:

- Método 1 – baseado em uma investigação limitada, utilizando altos fatores de segurança;
- Método 2 – baseado em uma investigação limitada e utilizando recomendações embasada em práticas comuns regionais;
- Método 3 – baseado em uma investigação bem elaborada e detalhada.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, apud Eurocode, 1997, p. 7), antes da caracterização geotécnica, necessita-se fazer uma classificação preliminar da estrutura. Essa classificação é dividida em 3 categorias de acordo com o porte da obra. Sendo categoria 1, obras simples de pequeno porte, que com base empírica pode-se fazer o projeto; categoria 2, obras convencionais, nas quais é necessário um estudo das condições geotécnicas e das cargas e categoria 3, obras com cargas altas e com grandes riscos geotécnicos.

2.3 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO

O mercado oferece inúmeros tipos de ensaios para a investigação do subsolo, cabe ao responsável, geralmente um engenheiro, analisar qual método será o mais conveniente em determinada situação (SENA, 2016).

Para escolher um método de investigação eficaz, precisa-se avaliar a possibilidade de execução no local desejado, saber operar o equipamento e ter conhecimento dos procedimentos necessários para realização dos ensaios (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012). Santos (2017) afirma que para a escolha de um método de investigação também é necessário avaliar a disponibilidade financeira para custear tal ensaio; a complexibilidade e o tempo necessário para à execução.

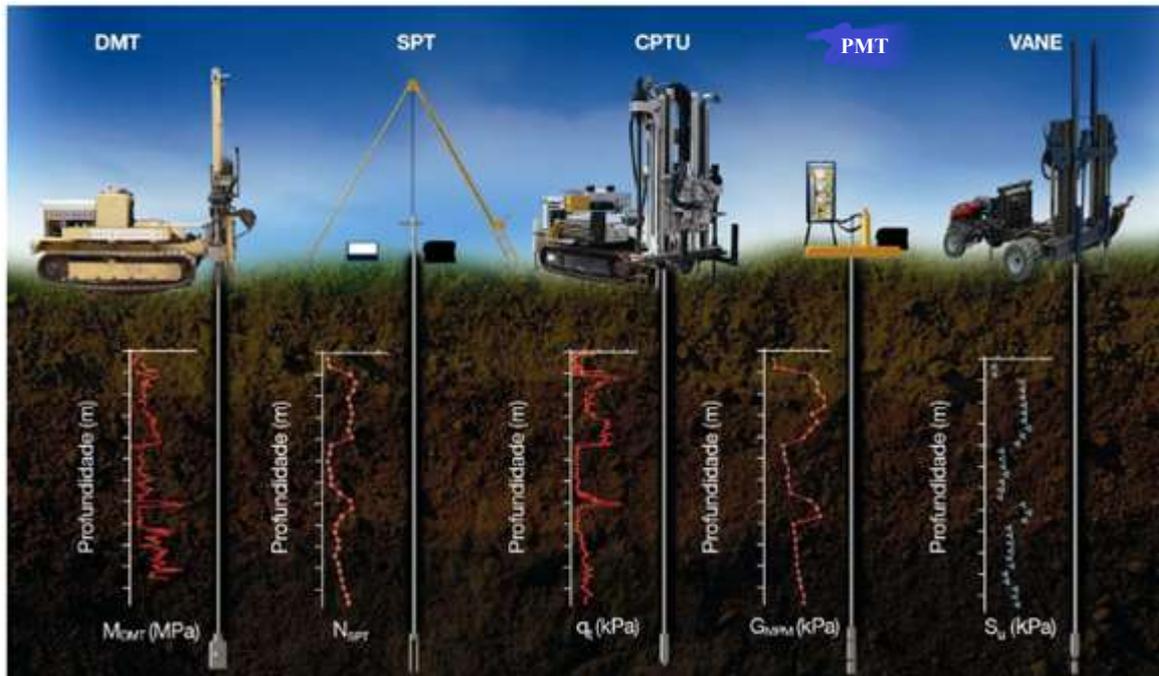
Comercialmente no Brasil, encontram-se ensaios que empregam equipamentos e técnicas muito modernas, ampliando as aplicações nas mais diversificadas condições dos solos. Os ensaios variam entre ensaios que utilizam equipamentos de simples cravação como o de sondagem de simples reconhecimento e ensaios que utilizam equipamentos com sensores elétricos como o de piezocone. Estes últimos, são capazes de oferecer parâmetros do solo como força, poropressão, ângulo de atrito interno, resistência ao cisalhamento não drenado, coeficiente de empuxo, etc. (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Dentre os processos de investigação mais conhecidos em território brasileiro, encontram-se: os poços, sondagens a trado, sondagens a percussão (SPT), sondagens rotativas, sondagens mistas, ensaios de cone (CPT), ensaios pressiométrico (PMT), e ensaios extremamente específicos para camadas de argila mole, por exemplo, esses feitos em laboratórios (SENA, 2016).

A variação dos ensaios também se refere ao tipo de solo trabalhado, por exemplo, em ensaios em solos argilosos são determinados parâmetros diferentes de ensaios em solos mais granulares. Sendo assim, é necessário observar quais as características e parâmetros do subsolo devem ser observados, para que se escolha um ensaio eficiente (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Na Figura 2.1 a seguir, da esquerda para direita pode-se ver o ensaio dilatométrico (DMT), ensaio de simples reconhecimento (SPT), ensaio de piezocone (CPTU), ensaio pressiométrico (PMT) e ensaio de palheta (VANE). Sendo o ensaio dilatométrico e o de piezocone exemplos de ensaios que utilizam sensores elétricos.

Figura 2.1 – Ensaios mais comuns utilizados no Brasil.



Fonte: SCHAIND e ODEBRECHT, 2012, p. 16.

Em geral, os ensaios em laboratório possuem algumas vantagens em relação aos ensaios de campo por serem melhor controlados, mesmo que muitas vezes demandando um tempo maior para serem executados (SANTOS, 2017).

Santos (2017) diz que de maneira generalizada, cada engenheiro ou responsável pelo ensaio escolhe um ou outro ensaio em relação às suas peculiaridades, limitações, orçamento. Dessa forma, alguns ensaios passam a ser mais populares que outros. Schaind e Odebrecht (2012), orientam que cada engenheiro deve escolher o ensaio empregado a partir do que será preciso para continuação do projeto geotécnico.

No Brasil, a investigação preliminar é habitualmente baseada nos ensaios SPT - *Standard Penetration Test* (MILITITSKY *et al.*, 2015). De acordo com Thiesen (2016), tanto no país como no mundo, o SPT é largamente utilizado, independentemente dos avanços na engenharia geotécnica e nas técnicas de prospecção.

Cerca de 80 % a 90 % dos ensaios realizados para o dimensionamento de fundações em âmbito internacional, são efetuados com base em dados obtidos através do ensaio de sondagem de simples reconhecimento. Essa popularidade pode ser explicada devido a facilidade de execução, pouca robustez, pouco valor agregado e também a padronização internacional dos equipamentos, o que confere certa credibilidade aos resultados (SANTOS, 2017). A Tabela 2.1 identifica cada ensaio, sua peculiaridade, os parâmetros encontrados e sua aplicabilidade de acordo com o solo no qual será executado

Tabela 2.1 – Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*.

Grupo	Equipamentos	Tipo de solo	Parâmetros											
			Perfil	u	Φ'	S_u	D_r	m_v	C_v	K_0	G_0	σ_h	OCR	σ - ϵ
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	C	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	C	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	B	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	C	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré- furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	B	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	B	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	B	-	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	B	-	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente.

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*; Φ' = ângulo de atrito; S_u = resistência ao cisalhamento não drenada; D_r = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; C_v = coeficiente de consolidação; K_0 = coeficiente de empuxo no repouso; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão-deformação.

Fonte: SCHNAID e ODEBRECHT (2012, Lunne, Robertson e Powell, 1997).

2.3.1 *Standard Penetration Test* – SPT

2.3.1.1 Definição

O ensaio SPT, sigla que vem do termo em inglês “*Standard Penetration Test*”, também conhecido como teste de penetração padrão, sondagem a percussão ou como sondagem de simples reconhecimento. Consiste em um ensaio muito frequente para fins de investigações do subsolo, principalmente para estudos importantes para área de Geologia e Engenharia (CRUZ, 2017).

Cruz (2017), reconhece que o ensaio SPT é um ensaio baseado na cravação de um amostrador padrão a cada metro de solo. Desse modo, a cada cravação determina-se o índice de resistência, conhecido pela sigla N_{SPT} . Empregando esse índice, descobre-se as informações do solo como capacidade de carga, nível do lençol freático, resistência, etc.

Lucena (2018) apresenta o ensaio SPT como o mais rotineiro, econômico e usual no Brasil, o mesmo muitas vezes é o único ensaio realizado antes do início das etapas construtivas; consiste em um ensaio de resistência, com posterior análise tátil visual.

2.3.1.2 Histórico geral

Os estudos de sondagem de simples reconhecimento, surgiram por volta do início do século XX, desde então o procedimento e os equipamentos foram sendo aprimorados até chegarem nos padrões conhecidos atualmente (RODRIGUEZ, 2013).

Nuñez *et al.* (2016), sustentam que o início das sondagens de simples reconhecimento, é datado em 1902. Tudo começou quando Charles R. Gow propôs um modelo de sondagem que utilizava um martelo de 50 kg, com um tubo oco de 2,54 cm de diâmetro, cravado na terra; dessa forma, realizava-se um ensaio seco, ou seja, sem à utilização de água. Rodriguez (2013), salienta que nesse método inicial de ensaio as amostras de solo eram retiradas de profundidades pré-determinadas. Não se conhece dados como altura de queda do martelo, procedimento de contagens dos golpes, dentre outros (MORAIS, 2014).

Em 1930, Morh e Fletcher, criaram um novo modelo de ensaio. Agora utilizava-se um martelo de 63,6 kg com um amostrador de 5,1 cm de diâmetro externo, com altura de queda de 76,2 cm. O número de golpes necessários para que o amostrador adentrasse 30,48 cm, seria o resultado do ensaio, de tal forma que surgem os primeiros conceitos relacionados a índice de penetração (N_{SPT}) (NUÑEZ *et al.*, 2016).

Ainda em meados da década de 30, surgiu o amostrador tipo Raymond. Criado por Raymond Concrete Pile e a *the Gow Company*. O equipamento possuía três partes: a cabeça, o corpo que era bipartido e a sapata biselada. Quanto as dimensões, o mesmo contava com 5,1 cm de diâmetro externo e 3,5 cm de diâmetro interno. De certa forma, a partir de tal data começa-se a preocupação com a padronização do ensaio (RODRIGUEZ, 2013).

Próximo a década de 50, o modelo primário proposto por Morh, foi difundido, por meio de uma publicação no livro “*Soil Mechanics in Engineering Practice*”, escrito por Terzaghi e Peck. No livro, o ensaio já possuía um procedimento padrão para realização da sondagem, a mesma utilizava a perfuração por meio da circulação de água. A obra descrevia ainda os equipamentos a serem utilizados: amostrador tipo Raymond, hastes metálicas de 2,54 cm e tubo de revestimento com 6,35 cm de diâmetro. Terzaghi & Peck, orientavam que o resultado era baseado na soma dos dois últimos golpes de 15 cm. (MORAIS, 2014).

Rodriguez (2013) defende que a publicação de Terzaghi foi de tamanha magnitude, pois fundamentada nela surgiram as primeiras correlações entre N_{SPT} , consistência das argilas, compacidade das areias e capacidade de cargas das fundações. Igualmente, Morais (2014) considera tal publicação primordial, visto que ela foi base para normatizações do ensaio e hoje pode-se ter uma investigação do solo racional e sistematizada.

Morais (2014) diz que referente a década de 50, James D. Parson, precisamente em 1954, sugeriu uma nova forma de registrar o número de golpes, sendo que os golpes seriam registrados a cada 15,2 cm. O resultado a penetração seria a menor soma de dois de três intervalos de cravação, diferindo da proposta de Terzaghi e Peck.

Por não existir uma padronização tanto de execução como de equipamentos, os resultados eram muito variáveis, por consequência, as sondagens eram de certa forma desmerecidas (NUÑEZ *et al.*, 2016).

Pode-se dizer que a década de 50, foi marcante quanto aos avanços desenvolvidos em relação ao ensaio SPT, data-se nesta época o começo da preocupação com normatizações do ensaio. A ASTM (D1586/58T) foi a primeira normativa para o ensaio, depois, no ano de 1963, veio a ASTM (D1586/63T). A segunda norma, foi mais significativa visto que já definia o índice N_{SPT} , isto é, a quantidade de golpes requeridos para cravação do amostrador referentes ao segundo e terceiro intervalos de 15,2 cm (MORAIS, 2014).

Morais (2014), fala que uma década depois, Fletcher fez uma publicação que considerava o ensaio de certa forma com muitas falhas, em razão de ter descoberto fatores que poderiam interferir no resultado final obtido.

Até os anos 70, não existia de fato uma padronização do teste, dificultando ou praticamente impossibilitando o comparativo dos resultados, devido a existência de variados equipamentos e ajustes (JARDIM *et al.*, 2018). Visto isso, Palacios, Schmertmann e Kovacs nos anos de 1977, 1979 e 1977, respectivamente, desenvolveram estudos que demarcaram uma nova fase dos ensaios SPT (MORAIS, 2014).

Atualmente o ensaio SPT, é executado em conformidade com a NBR 6484: 2001 (NUÑEZ *et al.*, 2016).

2.3.1.3 Histórico no Brasil

As primeiras utilizações do ensaio SPT no Brasil datam do ano de 1936, com a criação da Seção de Solos e Fundações do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas), pelo engenheiro Odair Grillo, após uma viagem a Universidade de Harvard (OLIVEIRA NETO, 2013).

Oliveira Neto (2013), comenta que na década seguinte, especialmente no ano de 1944, as medidas de penetração passaram a ser feitas de forma sistemática, com um amostrador do tipo IPT. Esse amostrador foi desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo, e possuía diâmetro externo de 4,6 cm e diâmetro interno de 3,81 cm.

A RP (resistência a penetração) desse tipo de amostrador era baseada no número de golpes exigidos para adentrar o solo em 30 cm. O amostrador sofria o impacto de um martelo de 60 Kg, caindo de uma altura de 75 cm (OLIVEIRA NETO, 2013).

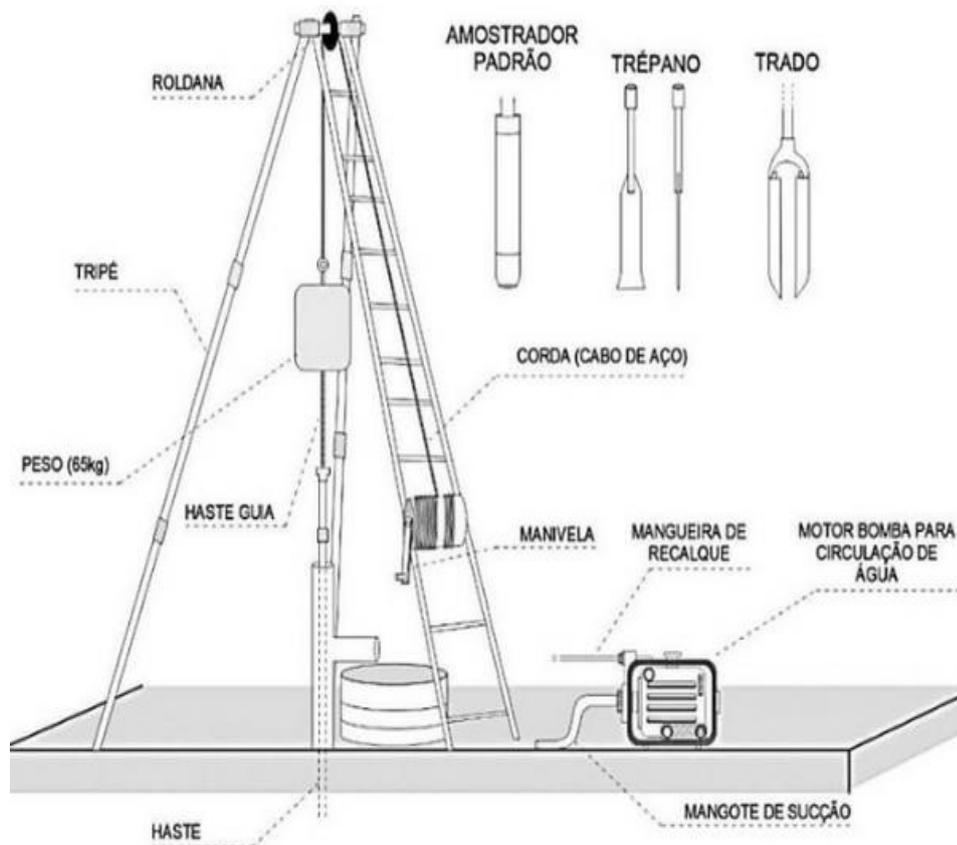
A empresa Geotécnica S.A., fundada por Odair Grillo e mais dois integrantes, inicialmente, por volta do ano de 1944, utilizava um amostrador trazido dos Estados Unidos. O mesmo possuía 4,12 cm de diâmetro externo e 2,5 cm de diâmetro interno, era conhecido como amostrador Mohr-Geotécnica. Alguns anos depois, a empresa passou a utilizar o amostrador Raymond e utilizava a forma de execução do ensaio como é atualmente (OLIVEIRA NETO, 2013).

Por não existir uma padronização, em 1974, durante o 5º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, surgiu uma proposta para fazer uma normatização do ensaio, intitulada “Método de Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento”. Três anos depois, a proposta foi enviada a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e após revisões e modificações atualmente configura-se como a NBR 6484:2001 (MORAIS, 2014).

2.3.1.4 Equipamentos

A NBR 6484 (ABNT, 2001), cita como aparelhagem padrão para o ensaio SPT, equipamentos como: torre com roldana, tubos de revestimento, composição de perfuração ou cravação, trado-concha, trado helicoidal, trépano de lavagem, amostrador-padrão, cabeças de bateria, martelo padronizado, dentre outros componentes da aparelhagem padrão. A Figura 2.2 mostra um conjunto de equipamentos para ensaio de reconhecimento a percussão SPT.

Figura 2.2 – Equipamentos para ensaio de reconhecimento a percussão SPT.

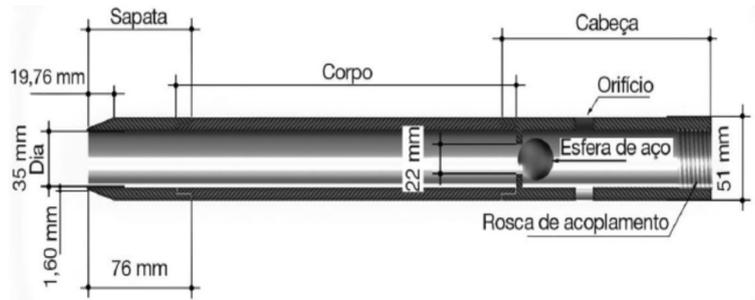


Fonte: HIGASHI, 2016.

O amostrador é do tipo Raymond, ele possui três partes: cabeça, corpo e sapata. A cabeça possui um mecanismo que faz a expulsão do ar e da água e a retenção da amostra dentro do amostrador (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). A NBR 6484 (ABNT, 2001) descreve o corpo do amostrador como uma peça retilínea, podendo ser bipartido ou não, sem nenhum tipo de defeito, já que os mesmos podem intervir nos resultados finais. A norma também define a sapata/bico como uma peça feita de aço temperado, sem nenhuma imperfeição, visto que a

existência de detalhes é capaz de alterar a seção. A Figura 2.3 mostra um amostrador padrão tipo Raymond.

Figura 2.3 – Amostrador tipo Raymond.

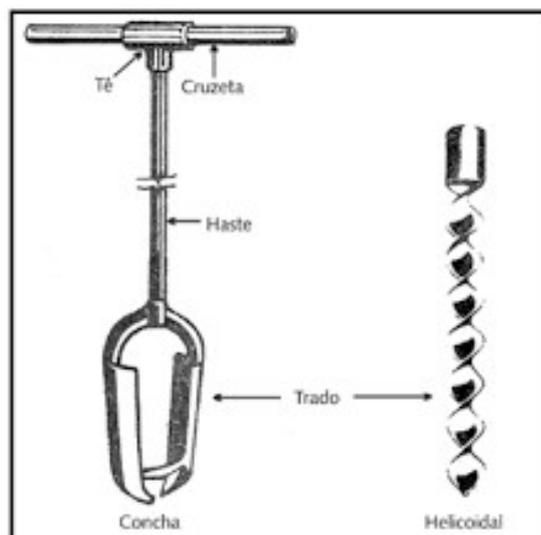


Fonte: SCHNAID e ODEBRECHT, 2012.

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001) a cabeça de bater é o local que recebe todo impacto do martelo ao fim da sua queda; “deve ser constituída por tarugo de aço de (83 ± 5) mm de diâmetro, (90 ± 5) mm de altura e massa nominal entre 3,5 kg e 4,5 kg”.

Lukiantchuki (2012) define o conjunto de perfuração e cravação como o conjunto de hastes de aço com diâmetros externos variando de 3,34 cm a 0,5 cm e diâmetros internos variando de 2,43 cm a 0,25 cm. Elas têm comprimento de 1 m ou 2 m. Schnaid e Odebrecht (2012), dizem que o conjunto de perfuração é constituído dos equipamentos utilizados para abertura do furo, ou seja, em geral são os trados que podem ser do tipo helicoidal ou tipo concha, como descrito na Figura 2.4.

Figura 2.4 – Tipos de trados: concha e helicoidal.



Fonte: COSTA, 2012.

As hastes são tubos que possuem roscas ou luvas nas suas extremidades para efeitos de ligações. Em geral, elas dispõem de comprimento de 1 m, peso teórico de 32 N/m, diâmetro externo de 3,34 cm e diâmetro interno de 2,5 cm (LEITE, 2015).

Conforme a NBR 6484 (ABNT, 2001) o martelo é feito de ferro pode ser vazado ou maciço, detêm de forma prismática ou cilíndrica com 65 Kg de massa. Ele possui um coxim encaixado na parte inferior feito de madeira, orienta-se aplicar na construção peroba rosa ou alguma outra madeira dura. Quando o martelo é maciço, é necessária uma haste guia de 1,20 m de comprimento fixada na parte inferior, com objetivo de guiar a queda, para que a mesma aconteça de forma centralizada. Já, quando o martelo é do tipo vazado, é necessário um furo no centro com 4,4 cm de diâmetro, onde é colocada a haste-guia com mesma funcionalidade menciona acima, porém ela é colocada na parte superior.

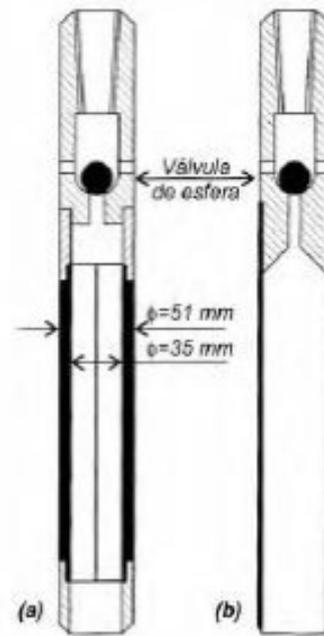
O sistema de lavagem corresponde a um conjunto compostos por bomba hidráulica, caixa para depositar materiais não interessantes ao ensaio e mangueiras de engate rápido, que auxiliam na circulação de água (LUKIATCHUKI, 2012).

A torre de sondagem também chamada de tripé de sondagem, é um conjunto de tubos com 5 m de comprimento, com um sistema que permite a montagem das hastes e dos tubos de revestimento, bem como acionamento do martelo (LUKIATCHUKI, 2012). Ela pode ser de execução manual ou automatizada, na primeira existe um sistema com sarilho, roldana e corda e na segunda existe um guincho que permite manobras com as hastes e os tubos (SENA, 2016).

2.3.1.5 Procedimentos

O ensaio SPT consiste na cravação do amostrador- padrão, sendo tipo Raymond para os mais diversos materiais e tubo Shelby quando o material se trata de argilas (SENA, 2016). A Figura 2.5 identifica os dois tipos de amostradores.

Figura 2.5 – (a) Amostrador Raymond; (b) Amostrador tubo Shelby.



Fonte: VELLOSO e LOPES, 2012.

Baños (2016), diz que primeiramente para realização do ensaio é montada a torre, após a montagem da torre é feita a locação do furo, para cada metro sondado, são realizadas três etapas principais: processos de perfuração, amostragem e SPT.

Locação do furo: a locação deve ser feita de acordo com a NBR 8036 (ABNT, 2001), com um piquete de madeira ou material adequado. Esse piquete deve estar cravado firmemente no solo e servir de referência para o nivelamento topográfico.

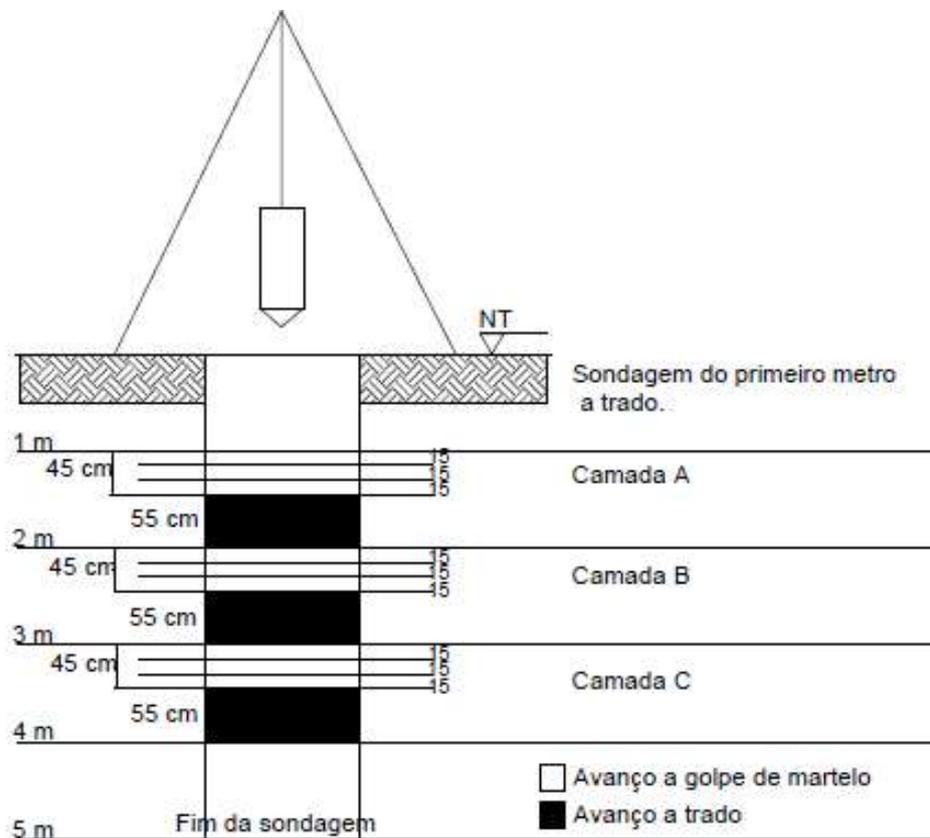
Processos de perfuração: utilizando-se um trado concha ou cavadeira manual realiza-se a abertura do furo até a profundidade de 1 m; a partir daí e até encontrar-se o nível d'água utiliza-se o trado helicoidal. Encontrado o nível d'água, a perfuração passa a ser realizado como auxílio do trepano de lavagem (BAÑOS, 2016). O primeiro metro do furo deve ser desconsiderado em relação a medida de resistência tanto por normativa, bem como por apresentar muitos materiais orgânicos (SENA, 2016).

Amostragem e SPT: as amostras são recolhidas a cada metro de profundidade e é realizado o ensaio SPT. A NBR 6484 (ABNT, 2001), diz que após colocado o amostrador no fundo do furo, marca-se com giz na haste guia um segmento de 45 cm, subdividido em três camadas de 15 cm. Ainda, seguindo a norma técnica, em seguida começa o procedimento de queda do martelo, ele é apoiado na cabeça de bater e observa-se qualquer alteração no ensaio, por exemplo, se ele penetrar no solo antes da queda.

Sena (2016), informa que o amostrador é cravado no solo com o impacto do martelo padrão, caindo a uma altura de 75 cm. Anota-se o número de golpes dados a 15 cm até completar 45 cm, em seguida retira-se o amostrador, faz-se as demais anotações necessárias e guarda-se a amostra da ponta do amostrador padrão em local adequado para posteriores estudos.

Cruz (2017), fala que a determinação do N_{SPT} é obtida por meio da cravação de 45 cm do amostrador no solo, a partir dos golpes do martelo padrão. O N_{SPT} consiste na somatória do número de golpes referentes aos 30 cm últimos do teste, desprezando-se os 15 cm iniciais, conforme esquema mostrada na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Esquema mostrando contagem N_{SPT} .



Fonte: AUTORES, 2019.

A NBR 6484 (ABNT, 2001), enuncia que o registro dos golpes é feito da seguinte maneira: número de golpes necessários para atravessar uma camada de 15 cm sobre comprimento penetrado, por exemplo 3/21, quer dizer que foram necessários três golpes para adentrar 21 cm no solo.

A NBR 6484 (ABNT, 2001), afirma que, ainda durante a etapa de amostragem, as amostras são retiradas do amostrador para posterior exame e classificação tátil-visual

(MORAIS, 2014). As amostras são recolhidas desde a parte inicial do ensaio, ou seja, desde a perfuração com o trado concha.

Para consecutiva classificação tátil visual da amostra, a NBR 6484 (ABNT, 2001) propõe condições de transporte e armazenamento das amostras. A norma também diz que para o armazenamento, ao serem colhidas as amostras, devem ser imediatamente colocadas em recipientes herméticos, ou seja, recipientes selados, em que o material não entra em contato com o ambiente, não alterando características como umidade, por exemplo.

A NBR 6484 (ABNT, 2001) ressalva que esses recipientes, são obrigados a contar com etiquetas constando dados de identificação como local da obra, número da amostra, profundidade, números de golpes, dentre outros. Para o transporte, os recipientes têm de ser postos em sacos ou caixas, para evitar aberturas ou rasgos, protegidos das perturbações climáticas e conservados pela empresa/ interessado por no mínimo 60 dias, a partir da data do relatório.

Para se continuar o ensaio, emprega-se o trépano para cavar-se os 55 cm restantes de 1 m, até atingir-se a próxima camada. O material retirado com o amostrador é recolhido para posterior análise e repete-se o processo de cravação do equipamento. Como o trépano tende a afetar os 15 cm da próxima camada de solo, esse comprimento é desconsiderado nos cálculos (SENA, 2016).

O ensaio é interrompido quando a penetração se torna difícil mesmo com a utilização do trépano de lavagem (MORAIS, 2014). Cruz (2017), declara que se continua o ensaio até o solo for dado como impenetrável ou quando atingir-se a profundidade requerida por projeto. De acordo com a autora, a NBR 6484 (ABNT, 2001) fornece alguns critérios condicionais para paralização do teste, tais como:

- Após 3 m subsequentes, forem necessários 30 golpes para cravação de 15 cm iniciais do amostrador;
- Após 4 m subsequentes, forem necessários 50 golpes para cravação de 30 cm iniciais do amostrador;
- Após 5 m subsequentes, forem necessários 50 golpes para penetração de 45 cm do amostrador.

Também se considera critérios para paralização ações como: nos trechos de 15 cm forem necessários mais de 30 golpes; o amostrador não avançar depois de 5 golpes e quando 50 golpes já tiverem sido aplicados durante o processo de cravação (SENA, 2016).

2.3.1.6 Apresentação dos Resultados

As interpretações dos resultados do ensaio acontecem em fases distintas. A primeira fase é realizada no campo, onde o responsável faz uma pré-análise tátil visual da amostra retirada do amostrador. Depois a análise é encaminhada ao laboratório onde o geólogo ou engenheiro geotécnico faz a discriminação correta e a caracterização geológica da amostra. Dessa forma, vai se traçando o perfil estratigráfico do solo de maneira empírica (RODRIGUEZ, 2013).

A classificação tátil visual é feita de forma simples: analisando as principais características como tamanhos dos grãos, aplicando-se água e observando se o solo se torna pegajoso, se ele dilata e se a amostra tiver material orgânico, essa observação é descrita no boletim. Para classificação faz-se a análise granulométrica, descobre a plasticidade, a consistência e a compacidade dos solos (LEITE, 2015). Ainda relacionado a classificação das amostras, a NBR 6484 (ABNT, 2001) também oferece parâmetros mínimos com base em informações como cor, plasticidade, origem e granulometria.

A análise granulométrica é referente ao tamanho dos grãos, separando solos grossos de solos finos. A plasticidade é uma propriedade exclusiva de solos finos (argilas e siltes), descoberta de forma bem prática adicionando-se água na amostra, pressionando-a contra a mão e avaliando a rapidez com que a água escorre. Esta transforma-se em uma espécie de massa analisada de acordo com sua dilatância. A compacidade é relacionada ao estado de compactação dos solos grossos, a consistência é relativa à capacidade de se deformar os solos finos (LEITE, 2015).

A NBR 6484 (ABNT, 2001), afirma que a expressão dos resultados, no relatório de campo é efetuado por meio de folhas de anotação constando dados como nome dos responsáveis, data e hora do ensaio, local do ensaio, etc. ele deve ser guardado por pelo menos 1 ano.

Ainda conforme Rodriguez (2013), a segunda fase é baseada no N_{SPT} obtido através soma do número de golpes necessários da cravação do amostrador padrão, das duas últimas camadas de 15 cm, dos 45 cm interessantes ao ensaio. O N_{SPT} indica a classificação do solo em função de sua rigidez, conforme Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Classificação dos solos de acordo com o índice de resistência a penetração.

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Designação ⁽¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouca compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

¹⁾ As expressões empregadas para classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se a deformabilidade e resistência destes solos, sob ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: NBR 6484 Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, 2001.

Os resultados são expressos em uma planilha padronizada, com descrição das características do solo, número de golpes, nível d'água, cota do furo (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). A NBR 6484 (ABNT, 2001) pronuncia que o relatório definitivo deve conter informações básicas como o nome do interessado, o local da obra, os equipamentos empregados, a profundidade perfurada, descrever se foram seguidas normas técnicas e quais foram, etc.

A NBR 6484 (ABNT, 2001), padroniza o desenho do perfil, dessa forma as sondagens são realizadas na escala vertical 1:100. A norma afirma que o perfil carece de conter informações obrigatórias como nome da firma, cotas, diâmetros, números de sondagens, identificação das amostras, convenções gráficas das amostras, índice de penetração, data, hora, paralizações e demais informações.

A Figura 2.7 a seguir, mostra um típico desenho de perfil de sondagem de simples reconhecimento, contendo dados essenciais como N_{SPT} , descrição do tipo de solo encontrado, convenção gráfica, dentre outras informações relevantes.

Figura 2.7 – Perfil típico de sondagem de simples reconhecimento.

Cota (m)	Profund. (m)	N. A.	S P T	Descrição	Convenção	
781	0	(7/7/84) - 8	8	Areia fina, média e grossa, argilosa e siltosa, amarela		
	- 2		11			
775	- 5		7	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência média, variegada		
			9			
	- 8		8	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência rija, amarela e cinza		
			21			
770	- 10		17	Argila siltosa, pouco arenosa, dura, cor variegada		
			15			
			20			
			31			
		41				
		48				
765	- 21	(10/7/94) - 22,30	61	Limonita (concreções)		
			57			
			58			
			30/15			
			30/14			
760	- 22		Lavagem	30/12	Areia fina e média, com algumas lentes de limonita, siltosa, compacta, amarela e vermelha	
	- 26		30/10	30/8		
			Lavagem	Lavagem		

Fonte: PINTO, 2006.

2.3.1.7 Fatores que influenciam os resultados

O ensaio SPT passou por um período de descrédito, até meados da década de 70 devido ao desconhecimento de alguns fatores que alteravam os resultados. Mais tarde, alguns autores discutiram sobre esses fatores, fornecendo suporte para criação de uma norma técnica vigente até os dias de hoje (CUNHA, 2016). Segundo Morais (2014) os fatores podem ser de basicamente três naturezas: humana, de procedimento e de equipamento.

Rodriguez (2013), sustenta que mesmo sendo normatizado, o ensaio, as técnicas de perfuração, os equipamentos e os procedimentos divergem em vários aspectos por serem executados em países e/ou regiões diferentes. Segundo o autor as principais diferenças são relacionadas ao método de perfuração, a fluidez estabilizante, ao diâmetro do furo, dentre outras. Outros fatores que intervêm nos resultados são: direção do jato de água do trépano de escavação; limpeza do furo insuficiente; frequência e erros de contagem dos golpes; atrito e excentricidade durante a queda livre do martelo; erros de anotações no campo

(MORAIS, 2014). Esses fatores citados anteriormente, podem ser minimizados, porém não eliminados (THIESEN, 2016).

Muitas vezes as empresas não seguindo a norma técnica, acabam fazendo adaptações no ensaio SPT, por exemplo, utilizando cabo de aço, não utilizando coxim de madeira ou a cabeça de bater, alterações que no final modificam a quantificação dos resultados (LUKIANCHUKI, 2012). Os vícios executivos, más práticas, perfurar com revestimento, usar bentonita no ensaio também são ações capazes de manipular os resultados finais (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). A Tabela 2.3 identifica fatores que influenciam o SPT de acordo com fatores de origem humana, equipamentos, de procedimentos e de condições do solo.

Tabela 2.3 – Fatores que influenciam os resultados do ensaio SPT.

Origem	Fatores
Condições	Tipo de solo
	Resistência
	Compacidade/Consistência
	Nível d'água
	Camadas com pedregulhos
Equipamentos	Falta de lubrificação da roldana
	Uso de cabo de aço em vez de corda
	Uso de equipamentos desgastado
	Pesos e dimensões incorretas
	Comprimentos das hastes
	Massa e geometria do martelo
Humano	Defeitos no mostrador
	Erros de contagem e anotações
	Vícios executivos
Procedimentos	Limpeza malfeita
	Não utilização de haste guia
	Diâmetro do furo acima do recomendado
	Frequência dos golpes
	Direção errado do jato d'água
	Altura de queda inadequada
Técnica de perfuração	

Fontes: CUNHA, 2016; MORAIS, 2014; LUKIANCHUKI, 2012; AFONSO, 2016.

2.4 FORMAÇÃO DOS SOLOS

O Solo é a camada superior da terra, constituído de partes tridimensionais sólidas (matéria orgânica decomposta e minerais), com o vazio entre os sólidos sendo preenchidos por gases e líquidos, ele está em constante transformação por processos químicos, físicos e biológicos, conjunto de processos conhecidos por intemperismo (FRANCO *et al.*, 2012).

De acordo com Gon (2011), durante o processo de intemperismo as rochas são alteradas tanto por fatores físicos quanto químicos. Sendo que os fatores físicos podem ocorrer pelo aquecimento das rochas que expandem os minerais que as constituem, pela abrasão causada pelo vento, água e variação de temperatura; já os fatores químicos são relacionados às transformações de minerais primários em secundários. Esses processos são reforçados pela presença de agentes geológicos como água e oxigênio, e agente biológicos como os ácidos produzidos pelo metabolismo de micro-organismos e raízes de plantas (GON, 2011).

Existem diversas combinações e proporções desses fatores citados anteriormente, desse modo, é viável o estudo e análise dos solos em diversas áreas. No âmbito da Engenharia, sem esse conhecimento prévio do tipo específico do solo no terreno, não é possível a realização de um projeto adequado (JESUS, 2013).

2.4.1 Classificação dos solos

O conhecimento do solo e do subsolo é de importância considerável, nele serão transmitidas as cargas para as fundações, sejam elas apoiadas direta ou indiretamente; portanto, é necessário conhecer os tipos básicos e como são constituídos (SENA, 2016).

Os solos podem ser classificados quanto a origem, evolução pedogenética e pelas dimensões das partículas. No Brasil, as classificações de solos mais comuns são relacionadas a granulometria dos solos, utilizando sistemas de classificação como o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) e o HBR (*Highway Research Board*) (MACHADO *et al.*, 2016).

Os tipos de solos para fins de Engenharia podem ser classificados inicialmente pelo diâmetro dos grãos que compõe o solo, geralmente divididos em 4 grupos principais, pedregulho, areia, silte e argila (MAGALHÃES, 2018).

A Tabela 2.4 mostra a classificação dos solos em função da granulometria de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995).

Tabela 2.4 – Classificação dos grãos pela granulometria

FRAÇÃO GRANULOMÉTRICA	Diâmetro Equivalente
Matacão	entre 200 mm até 1000 mm
Pedra de mão	entre 60 mm até 200 mm
Pedregulho	entre 2,0 mm até 60 mm
Pedregulho grosso	entre 20 mm até 60 mm
Pedregulho médio	entre 6,0 mm até 20 mm
Pedregulho fino	entre 20 mm até 2,0 mm
Areia grossa	entre 0,6 mm até 2,0 mm
Areia média	entre 0,2 mm até 0,6 mm
Areia fina	entre 0,06 mm até 0,2 mm
Silte	entre 0,002 mm até 0,06 mm
Argila	menores que 0,002 mm

Fonte: NBR 6502 (ABNT, 1995).

De acordo com Pinto (2006), a classificação conforme o Sistema Unificado de Classificação dos solos é feito a partir da simbologia de duas letras, sendo a primeira letra referente ao dado principal e a segunda referente a dados complementares, como pode ser visto no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Simbologia do Sistema de Classificação Unificada de Solos.

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

Fonte: PINTO, 2006.

O solo basicamente é classificado entre três grupos: solos grossos, solos finos e turfas. Inicialmente para classificação segundo esse sistema, considera-se a porcentagem de finos, ou seja, quantidade de solos passante na peneira nº 200. Assim, se o solo tiver mais de 50% da porcentagem passante é considerado um solo de granulometria fina, senão é um solo grosseiro (PINTO, 2006).

De acordo com Pinto (2006) entre os solos grossos existe uma subdivisão entre areias e pedregulhos baseada nas porcentagens das frações granulométricas, também se avalia outras características: se é bem ou mal graduado. O Quadro 2.2 mostra a classificação segundo o SUCS, em relação a solos grosseiros e o Quadro 2.3 mostra a classificação em relação a solos finos.

Quadro 2.2 – Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) - Solos de Granulação Grossa.

Processo para identificação no campo			Grupo	Designação Característica
SOLOS DE GRANULAÇÃO GROSSA Mais de metade é maior que a abertura de uma peneira de malha nº 40	PEDREGULHOS Mais de metade da fração grosseira é maior que # nº 10	PEDREGULHOS PUROS (pouco ou nenhum fino)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias	GW Pedregulhos bem graduados misturados, misturas de areias e pedregulho com pouco ou nenhum fino.
			Predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada (ausências de alguns tamanhos de grãos)	GP Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho e areia com pouco ou nenhum fino.
		PEDREGULHOS COM FINOS (apreciável quantidade de finos)	Finos não plásticos (ML ou MH)	GF Pedregulhos siltosos, misturas de pedregulho, areia e silte mal graduados.
			Finos plásticos (CL ou CH)	GC Pedregulhos argilosos, misturas de pedregulho, areia e argilas bem graduados.
	AREIAS Mais que metade da fração grosseira é maior que # nº 10	AREIAS PURAS (pouco ou nenhum fino)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias	SW Areias bem graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			Predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada (ausências de alguns tamanhos de grãos)	SP Areias mal graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		AREIAS COM FINOS (apreciável quantidade de finos)	Finos não plásticos (ML ou MH)	SF Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.
			Finos plásticos (CL ou CH)	SC Areias argilosas, misturas bem graduadas de areia e argila.

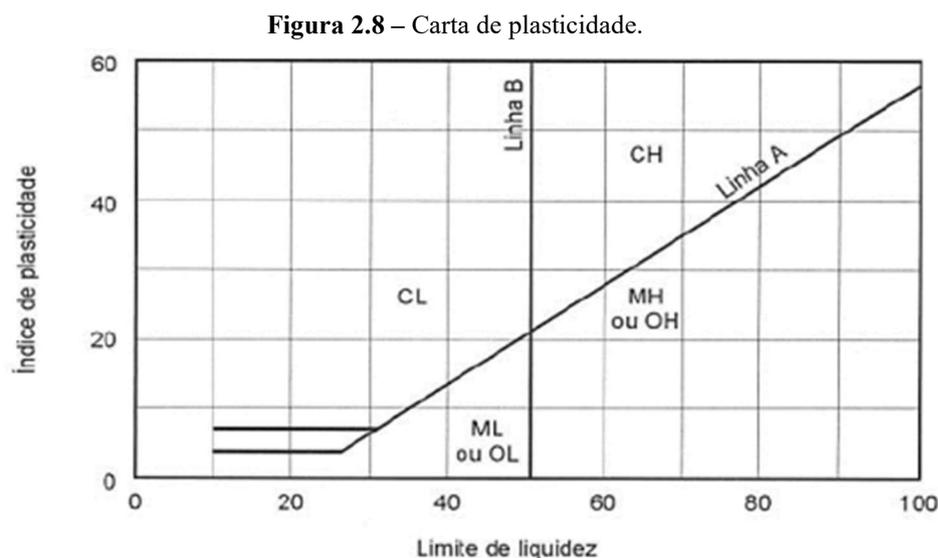
Fonte: VARGAS, 1978.

Quadro 2.3 – Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) - Solos de Granulação Fina.

	Processo de identificação executado sobre a fração < # n° 40			Abertura da malha # n° 200 corresponde aproximadamente à menor partícula visível a olho nu	
	ENSAIO EXPEDITO →	RESISTÊNCIA A SECO (esmagamento pelos dedos)	DILATÂNCIA (dilatação)		
SOLOS DE GRANULAÇÃO FINA Mais que metade do material é menor que a abertura da malha n° 200	SILTES E ARGILAS Limite de liquidez menor que 50	Nenhuma a pequena	Rápida a lenta	Nenhuma	ML Siltes inorgânicos e areias muito finas, alteração de rocha, areias finas, siltosas ou argilosas com pequena plasticidade.
		Média a elevada	Nenhuma a muito lenta	Média	CL Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.
		Pequena a média	Lenta	Pequena	OL Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade.
	SILTES E ARGILAS Limite de liquidez menor que 50	Pequena a média	Lenta a nenhuma	Pequena a média	MH Siltes inorgânicos, micáceos, ou diatomáceos, finos arenosos ou solos siltosos, siltes elásticos.
		Elevada a muito elevada	Nenhuma	Elevada	CH Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas.
		Média a elevada	Nenhuma a muito lenta	Pequena a média	OH Argilas orgânicas de média e alta plasticidade.
	TURFAS	Facilmente identificáveis pela cor, cheiro, porosidade e frequentemente pela textura fibrosa.			Pt Solos com elevado teor de matéria orgânica.

Fonte: VARGAS, 1978.

Pinto (2006) ressalva que entre os solos finos a subdivisão acontece entre silte, argila e solos orgânicos, sendo importante considerar o comportamento para discernir um tipo do outro. Para avaliar tal comportamento, utiliza-se os índices de consistência (Limites de Atterberg), dispostos em um gráfico conhecido como carta de plasticidade, conforme Figura 2.8.



Fonte: PINTO, 2006.

A interpretação é simples, acima da Linha A solos argilosos, abaixo solos siltosos ou orgânicos (caracterizados pelo aspecto visual com presença de fibras vegetais em decomposição e coloração escura); em relação a Linha B, do lado direito solos de alta compressibilidade e do lado esquerdo solos de baixa compressibilidade (PINTO, 2006).

A classificação segundo o sistema HRB é destinado para propósitos rodoviários. A denominação dos solos para essa especificação, do mesmo modo que o SUCS tem como suporte a análise granulométrica e os limites de consistência, mudando somente as normas que o regem; sendo a ASTM D3282-88 e para a granulometria a ASTM D422-90. Os solos neste sistema são divididos em grossos (mais de 35% dos grãos ficam retidos na peneira número duzentos (#200) e finos (quando passam 35% ou mais dos grãos na peneira #200) (ABEL, 2011). A Tabela 2.5 mostra a classificação segundo o sistema HRB.

Tabela 2.5 – Classificação dos Solos: Sugestão do Highway Research Board-HRB adotada pela AASHTO.

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Peneiração: % que passa:											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.								
Nº 200 (p)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40											
Limite de Liquidez - LL (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Plasticidade											
IP (%)	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia silosa ou argilosa				Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre			

Processo de classificação: Com os dados de laboratório, iniciar a classificação da esquerda para a direita, por eliminação. O primeiro grupo da esquerda que satisfizer os dados será o grupo procurado.

SOLOS A-7: Se $IP \leq LL - 30$, será A-7-5; Se $IP > LL - 30$, será A-7-6.

Índice de Grupo (IG): $IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d$

Onde:

p: teor de silte + argila do solo, ou seja, a porcentagem que passa na peneira nº 200.

$a = p - 35$ (se $p > 75\%$, adota-se 75 e se $p < 35\%$, adota-se 35)
 a varia de 0 a 40 e $0,2 \cdot a$ varia de 0 a 8.

$b = p - 15$ (se $p > 55\%$, adota-se 55 e se $p < 15\%$, adota-se 15)
 b varia de 0 a 40 e $0,01 \cdot b \cdot d$ varia de 0 a 8.

$c = LL - 40$ (se $LL > 60\%$, adota-se 60 e se $LL < 40\%$, adota-se 40)
 c varia de 0 a 20 e $0,005 \cdot a \cdot c$ varia de 0 a 4.

$d = IP - 10$ (se $IP > 30$, adota-se 30 e se $IP < 10$, adota-se 10)
 IG mín.= 0 IG máx.= 20

d varia de 0 a 20 e $0,01 \cdot b \cdot d$ varia de 0 a 8.

IG - o resultado final obtido deve ser um nº inteiro - aproximação para o nº inteiro acima.

Fonte: SENCO, 2008.

O sistema HRB de classificação ainda leva em conta o IG (índice de grupos), que corresponde a um valor entre 0 e 20, referente a qualidade do subleito, ou seja, a capacidade de sustentação do solo, o duplo aspecto de plasticidade e a graduação dos grãos (DNIT, 2006). Martins (2018), diz que quanto mais próximo de 0 o solo é considerado bom para pavimentação e mais próximo de 20 o solo não recomendado para rodovias.

Os principais tipos de solo de acordo com as classificações descritas acima são: solos orgânicos, argilosos, siltosos e arenosos, descritos conforme suas características a seguir:

Solos orgânicos: conforme a NBR 6502 (ABNT, 1995), eles são constituídos pela combinação homogênea de elementos com origem mineral e de matéria orgânica decomposta, exibindo usualmente cor preta ou cinza-escuro. Geralmente são problemáticos, devido a grande capacidade de compressão, e por isso não são recomendados para suportar fundações. Em alguns lugares formam turfas, que são uma concentração de folhas e caules em processo incipiente de decomposição (PINTO, 2006).

Solos argilosos: compostos por uma alta proporção de partículas de argilas, componentes que foram definidos como aquelas partículas que desenvolvem plasticidade quando misturadas com uma quantidade limitada de água (DAS, 2011). Essa plasticidade está relacionada com a dimensão dos grãos. As argilas são facilmente moldadas quando em contato com água, elas têm dificuldade de desagregação, possibilitando a execução de taludes com ângulos praticamente na vertical. Também devido a sua plasticidade e aglutinação, o solo argiloso é empregado a milhares de anos nas construções como argamassas de assentamento, revestimentos, matéria prima para tijolos, etc. (MAGALHÃES, 2018).

Solos siltosos: possuem baixa plasticidade, mostram pouca resistência, tem propriedades predominantes devido à grande porção constituída de silte. São solos intermediários, classificados entre a areia e a argila, não possuem coesão apreciável e são compostos por grãos de diâmetros entre 0,002 mm e 0,06 mm, conforme NBR 6502 (ABNT, 1995).

Solos arenosos: não contêm coesão e plasticidade, são constituídos por partículas de rochas ou minerais, predominam se os grãos de areia que podem ser separados com facilidade, possuem diâmetro entre 0,06 mm e 2,0 mm, conforme Tabela 2.6 de acordo com NBR 6502 (ABNT, 1995).

Tabela 2.6 – Granulometria da areia.

Descrição	Diâmetro
Areia fina	entre 0,06 mm e 0,2 mm
Areia média	entre 0,2 mm e 0,6 mm
Areia grossa	entre 0,6 mm e 2,0 mm

Fonte: NBR 6502 (ABNT, 1995).

2.4.2 Caracterização dos solos

Existem inúmeros ensaios utilizados para determinar as características do solo, como classificação granulométrica, massa específica, umidade higroscópica, umidade natural, limites de Atterberg, etc. (FRANCO *et al.*, 2012). A seguir serão apresentados os ensaios que dão possibilidade de determinar tais características:

2.4.2.1 Massas específicas (natural e seca)

A massa específica natural é dada pela relação entre a massa total, sendo considerado a massa da água e o seu volume (FIORI, 2015). Das (2011), diz que a massa específica pode ser obtida a partir da Equação 2.1.

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (2.1)$$

Onde:

ρ é a massa específica do solo (g/cm^3);

M é a massa total da amostra do solo (g);

V é o volume total do recipiente (cm^3).

A massa específica seca é determinada em laboratório, por meio de ensaios normatizados pela NBR 6458 (ABNT, 2016).

2.4.2.2 Pesos específicos (natural, seco e aparente seco)

De acordo com Pinto (2006), o peso específico natural ou peso específico úmido do solo, é a relação entre o peso total do solo dividido pelo seu volume total. Usualmente, a aceleração da gravidade utilizada é de $9,81 \text{ m/s}^2$. Fiori (2015), diz que ele pode ser obtido através da Equação 2.2.

$$\gamma_{nat} = \frac{P}{V} \quad (2.2)$$

Onde:

γ_{nat} é o peso específico natural do solo (kN/m³);

P é o peso total do solo (kN);

V é o volume total do recipiente (m³).

O peso específico do solo seco ou peso específico dos sólidos consiste na razão entre o peso do solo seco dividido pelo volume total do recipiente, depois de ter sido colocado em estufa (FIORI, 2015). O mesmo autor diz que para calculá-lo utiliza-se a Equação 2.3.

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V} \quad (2.3)$$

Onde:

γ_s é o peso específico do solo seco (kN/m³);

P_s é o peso do solo seco (kN);

V é o volume total do recipiente (m³).

Pinto (2006), diz que o peso específico aparente seco também é uma relação entre o peso dos sólidos e o volume total, porém em uma situação hipotética em que o solo ficaria seco, mas sem variação de volume. O autor afirma que para determinação do peso específico aparente seco utiliza-se a Equação 2.4.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + w} \quad (2.4)$$

Onde:

γ_d é o peso específico aparente seco (kN/m³);

γ_{nat} é o peso específico natural do solo (kN/m³);

w é o teor de umidade (%).

2.4.2.3 Umidade natural e umidade higroscópica

A umidade natural é a umidade que o solo possui quando se encontra na natureza; a umidade higroscópica é a mínima que o solo tem quando permite-se que uma amostra seque exposta ao ar. Em outros termos, a umidade higroscópica consiste na máxima quantidade de água, em porcentagem, que o solo absorve da atmosfera, em estado de vapor, para manter-se

em equilíbrio com o ambiente (JESUS, 2013). Os ensaios utilizados para obtenção das mesmas são normatizados pela NBR 6457 (ABNT, 2016).

Ainda segundo a NBR 6457 (ABNT, 2016) para determinar-se o teor de umidade utiliza-se a Equação 2.5 a seguir.

$$w = \left(\frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} \right) * 100 \quad (2.5)$$

Onde:

w é o teor de umidade (%);

M_1 é a massa do solo úmido mais a massa do recipiente (g);

M_2 é a massa do solo seco mais a massa do recipiente (g);

M_3 é a massa do recipiente incluso a tampa (g).

2.4.2.4 Classificação granulométrica

O procedimento para a análise consiste na determinação do diâmetro dos grãos do solo. O principal modo de obter a granulação é por meio da peneiração da amostra de solo, através de uma série de peneiras com aberturas conhecidas e normatizadas pela NBR 7181 (ABNT, 2016). Para grãos de dimensões inferiores a 0,075 mm utiliza-se o processo de sedimentação, que é fundamentado na Lei de Stokes. A lei determina que dispersando-se os grãos em água, a velocidade de sedimentação dos grãos aumenta de acordo com o diâmetro dos mesmos (RODRIGUEZ, 2013). Conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016) é comum executar ambas as técnicas, peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação de forma combinada.

Ainda de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016) para se calcular a massa total da amostra seca utiliza-se a Equação 2.6.

$$M_s = \left(\frac{M_T - M_g}{100 + W} \right) * 100 + M_g \quad (2.6)$$

Onde:

M_s é a massa total da amostra seca (g);

M_T é a massa da amostra seca em temperatura ambiente (g);

M_g é a massa do material seco retido na peneira de 2,0 mm (g);

W é a umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm (%).

Com o intuito de calcular a porcentagem do material passante nas peneiras de 50; 38; 25; 19; 9,5; 4,8 e 2,0 mm, utiliza-se a Equação 2.7 da NBR 7181 (ABNT, 2016).

$$Q_g = \left(\frac{M_s - M_r}{M_s} \right) * 100 \quad (2.7)$$

Onde:

Q_g é a porcentagem de material passado em cada peneira (%);

M_s é a massa total da amostra seca (g);

M_r é a massa do material retido acumulado em cada peneira (g).

A Equação 2.8 é utilizada para cálculo da porcentagem do material passante nas peneiras 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15 e 0,0075 mm da NBR 7181 (ABNT, 2016).

$$Q_f = \left(\frac{M_u * 100 - M_r (100 + W)}{M_u * 100} \right) * N \quad (2.8)$$

Onde:

Q_f é a porcentagem de material passado em cada peneira (%);

M_u é a massa do material úmido submetido ao peneiramento fino ou sedimentação (g);

M_r é a massa do material retido acumulado em cada peneira (g);

W é a umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm (%);

N é a porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm (%).

2.4.2.5 Limites de Atterberg: limite de plasticidade e limite de liquidez

No século XX, Albert Atterberg criou um método para descrever a consistência dos solos de grãos finos e de teor de umidade variável. Desse modo, com a umidade baixa o solo se comporta como um sólido, com uma taxa de umidade alta pode-se comportar como um líquido (DAS, 2011).

O limite de plasticidade (LP) reflete a fronteira entre o estado semissólido e o estado de plasticidade, ou seja, quando solo passa desse limite ele deixaria de mostrar características de um sólido e se tornaria moldável. O limite de liquidez (LL) passa-se quando o solo atinge uma taxa de umidade onde começa a perder suas características plásticas, basicamente a divisa entre o estado plástico e líquido. Os mesmos podem ser obtidos com ensaios através da NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6459 (ABNT, 2016), respectivamente (PINTO, 2012).

A expressão dos resultados do LP corresponde à média das umidades de cada amostra, dado obtido conforme Equação 2.5, citada anteriormente no item 2.4.2.3; sendo o LP expresso em porcentagem e arredondado para o maior número inteiro. A partir da média das umidades tem-se o valor do LP médio. Assim, de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 2016) a partir dos valores do LP e do LL é possível determinar o índice de plasticidade (IP) conforme Equação 2.9.

$$IP = LL - LP \quad (2.9)$$

Onde:

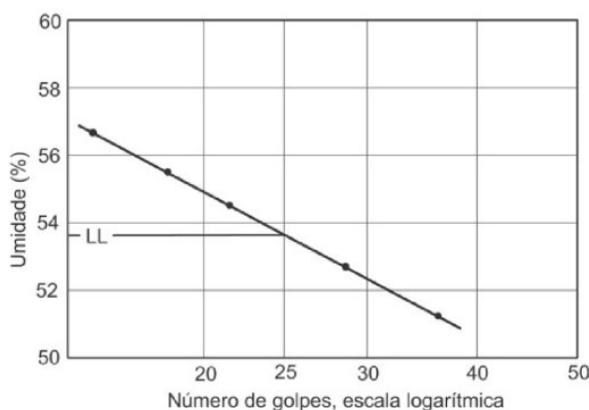
IP é o índice de plasticidade (%);

LP é o limite de plasticidade (%);

LL é o limite de liquidez (%).

Para se obter o LL, calcula-se o teor de umidade de cada amostra, também utilizando-se a Equação 2.5 do item 2.4.2.3. De acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2016) constrói-se um gráfico em escala logarítmica, onde os teores de umidades correspondem ao eixo das ordenadas e o NG (número de golpes) ao o eixo das abcissas. A partir de uma reta no golpe 25, obtêm-se um teor de umidade que é o LL do solo, como pode ser visto na Figura 2.9.

Figura 2.9 – Gráfico para determinação do limite de liquidez.



Fonte: PINTO, 2006.

2.4.2.6 Índice de vazios

O índice de vazios é muito importante, pois é determinante para caracterização de um solo, sendo variável entre 0,5 a 0,8 para solos arenosos e entre 0,7 a 1,1 para solos coesivos

(FIORI, 2015). De acordo com o mesmo, o índice de vazios pode ser calculado pela Equação 2.10.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.10)$$

Onde:

e é o índice de vazios (adimensional);

V_v é o volume de vazios (m^3);

V_s é o volume de sólidos (m^3).

Segundo Pinto (2006), ele pode ser calculado a partir de outros índices físicos por intermédio da Equação 2.11.

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (2.11)$$

Onde:

e é o índice de vazios (adimensional);

γ_s é o peso específico dos grãos (kN/m^3);

γ_d é o peso específico aparente seco (kN/m^3).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O relatório de sondagem de simples reconhecimento e as amostras de solos são provenientes de um ensaio de sondagem com um total de 6 furos com profundidade mínima de 12,45 m e máxima de 19,45 m, realizados na cidade de Goianópolis-GO e cedidos pela empresa Sete Engenharia.

Com o solo oriundo das amostras recolhidas em campo, foram realizados ensaios laboratoriais. A partir deles determinou-se a curva granulométrica, os índices físicos e realizou-se a caracterização desses solos. Os ensaios abordados foram: classificação granulométrica dos solos, determinação da massa específica, determinação da umidade natural e da umidade higroscópica, determinação do limite de plasticidade, determinação do limite de liquidez.

Para realização dos ensaios, os solos foram misturados, tanto entre as amostras de um único furo, como também entre dois furos com relatórios de classificação granulométrica semelhante. Tal ação foi desenvolvida, devido a quantidade de amostra de cada camada/furo ser insuficiente para realização de alguns ensaios quanto a normalização. Dessa forma, os resultados dos ensaios laboratoriais tiveram valores médios e foram apresentados em gráficos.

Por fim, com ambos resultados obtidos realizou-se um comparativo entre eles. Verificou-se à existência de discrepâncias entre o relatório do ensaio SPT e os resultados das classificações dos solos (análise granulométrica, SUCS e HRB), a partir dos dados conseguidos em laboratório.

3.1 ENSAIOS EM LABORATÓRIO

Todos os ensaios foram realizados na cidade de Goianésia, no laboratório da Faculdade Evangélica de Goianésia - Faceg, exceto o de limite de liquidez realizado na cidade de Anápolis, no laboratório do Centro Universitário de Anápolis - UniEvangélica. Para realização dos mesmos embasou-se nas normas técnicas: NBR 7181 (ABNT, 2016), NBR 6457 (ABNT, 2016), NBR 7180 (ABNT, 2016), NBR 6459 (ABNT, 2016).

Depois de recolhidas as amostras em campo, foram realizadas as etapas preliminares de preparação das mesmas segundo NBR 6457 (ABNT, 2016). Todos os ensaios foram feitos com secagem prévia da amostra. Os passos preliminares para preparação das amostras são os descritos abaixo.

Primeiramente retirou-se as amostras dos recipientes herméticos e elas foram dispostas em bandejas metálicas. As amostras permaneceram ali, até quase atingir umidade higroscópica, ou seja, uma umidade residual.

Após uma semana, as amostras foram destorroadas com uso de um almofariz para uniformizá-las, mas evitando-se a quebra de grãos.

Alguns ensaios, por exemplo limite de liquidez, exigem o peneiramento em peneiras específicas, mesmo depois de concretizados os passos preliminares. Respeitou-se tal condição imposta pela normatização de cada um deles.

3.1.1 Ensaio para determinação da massa específica

A preparação preliminar da amostra foi realizada conforme os passos descritos anteriormente de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016). Tomou-se metade da porção preparada de forma preliminar e passou-se o material na peneira de 4,8 mm até se obter cerca de 500 g de solo, e guardou-se o restante para a execução de um segundo ensaio, caso necessário.

Com o auxílio de um paquímetro retirou-se as medidas do diâmetro e da altura do recipiente, para determinar-se o volume do mesmo. Também foi realizada a pesagem do tal, incluindo-se a tampa, em uma balança com resolução de 0,01 g.

O recipiente foi enchido até a borda com o solo anteriormente preparado. O conjunto solo úmido e recipiente foi pesado e levado para a estufa com temperatura variável de 105 a 110 graus Celsius, até completa secagem.

Após a secagem, o conjunto solo seco e recipiente foi novamente pesado. Posteriormente a pesagem, com o auxílio de um paquímetro mediu-se a altura que o solo atingiu depois de seco, para posterior uso nos cálculos referentes aos vazios do solo. Em uma mesma amostra, foram realizadas três repetições.

3.1.2 Ensaio para determinação da umidade natural e da umidade higroscópica

O ensaio foi executado conforme a padronização da NBR 6457 (ABNT, 2016). O ensaio iniciou-se a partir da pesagem prévia de seis recipientes metálicos, para retirar a tara. Logo após, os recipientes foram enchidos uniformemente com a amostra em estado fofo até a

borda e realizou-se nova pesagem. Etiquetou-se os recipientes para evitar à mescla das amostras. Todos os valores pesados foram devidamente anotados para uso futuro em cálculos.

Três recipientes foram levados para a secagem na estufa com temperatura de 105 a 110 graus Celsius, durante 24 hs até ficarem completamente secos (umidade natural). E os outros três recipientes foram deixados para secar em temperatura ambiente pelo mesmo intervalo de tempo (umidade higroscópica).

Depois desse tempo retirou-se os recipientes da estufa e os dispôs no dessecador permitindo o resfriamento até temperatura ambiente. Depois pesou-se os mesmos, da mesma forma que o procedimento anterior.

3.1.3 Ensaio de análise granulométrica

Para realizar este ensaio após a amostra passar pelas operações preliminares, ela é colocada em um almofariz, então realiza-se o destorroamento, deixando-a o mais uniforme possível. Logo depois, fez-se a identificação visual do tamanho dos grãos e passou-se na peneira de 76 mm NBR 6457 (ABNT, 2016). Desprezou-se o material retido e com o material passado tomou-se cerca de 1 kg da amostra. Depois seguiu-se os procedimentos conforme NBR 7181 (ABNT, 2016).

Passou-se o material na peneira de nº 10 (2,0 mm), posteriormente lava-se o solo retido para eliminar os finos aderentes. Depois da lavagem, colocou-se o solo para a estufa com temperatura variável de 105 a 110 graus Celsius, até a completa secagem. Realizou-se o mesmo procedimento com o solo passante, porém peneirou-se na peneira de nº 200.

Efetuuou-se o peneiramento fino com o solo seco retido na peneira de nº 200, ele foi depositado no conjunto de peneiras com as seguintes aberturas, 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15 e 0,075 mm. O solo na peneira foi agitado mecanicamente por 1 min, registrando-se a massa retida em cada peneira.

O peneiramento grosso foi executado com o solo retido na peneira nº10, seguindo o mesmo procedimento anterior, mudou-se somente o conjunto de peneiras contendo aberturas de: 50; 38; 25; 19; 9,5 e 4,8 mm.

3.1.4 Ensaio para determinação do limite de plasticidade

A preparação preliminar da amostra foi feita conforme os passos descritos anteriormente. Pegou-se parte da amostra e passou-se na peneira com abertura de 0,42 mm, até se ter cerca de 200 g de material passante, esse material passante é a nova amostra a ser ensaiada NBR 6457 (ABNT, 2016).

O procedimento para determinação do limite de liquidez foi feito conforme os passos a seguir, embasados na NBR 7180 (ABNT, 2016). Ele também foi realizado em ambiente fechado para evitar perda de umidade para com o meio ambiente.

Utilizou-se somente metade da amostra preparada. Essa porção foi molhada com água destilada por cerca de 30 min, durante o processo de molhagem revirou-se o material para homogeneizá-lo.

O ponto de parada foi determinado quando a amostra começou a ficar com consistência plástica. Para se conhecer essa consistência, retirou-se uma porção de mais ou menos 10 g, embolou-se, pressionou-se contra a placa de vidro com objetivo de dar forma cilíndrica.

Aquelas amostras que se desfragmentaram antes de atingir um diâmetro de 3 mm, foram molhadas novamente por cerca de 3 min, amassadas e homogeneizadas, e o passo descrito anteriormente acima foi repetido. Já para aquelas que não se fragmentaram antes de atingir 3 mm, homogeneizou-se e amassou-se um pouco mais, porém não foi feita a adição de água.

Quando o material atingiu consistência plástica, ou seja, quando a amostra possuía um diâmetro de 3 mm e um comprimento de 100 mm, parou-se de realizar a homogeneização, de adicionar água e reservou-a para depois obter-se a umidade. Em uma mesma amostra, foram realizadas três repetições, com intuito obter diferentes pontos do ensaio.

3.1.5 Ensaio para determinação do limite de liquidez

O procedimento para determinação do limite de liquidez foi feito conforme os passos a seguir, embasados na NBR 6459 (ABNT, 2016).

Antes de iniciar o procedimento foi realizada uma inspeção nos equipamentos verificando parafusos soltos, pinos desalinhados, conchas gastas, pois a NBR 6459 (ABNT, 2016), incentiva fazer tal verificação a fim de evitar falhas/divergências no ensaio. O ensaio foi

feito em um laboratório fechado para evitar a perda de umidade da amostra para com o meio ambiente.

A obtenção da amostra para determinação do limite de liquidez é idêntica a obtenção da amostra para determinação do limite de plasticidade. Depois, apanhou metade da amostra preparada, colocou-se na cápsula de porcelana.

Essa amostra foi molhada com água destilada, durante o processo de molhagem e uniformização, foi revirando-se a amostra a fim de obter uma pasta. Essa pasta tinha consistência que com 35 golpes a ranhura fosse fechada. O processo de homogeneização durou cerca de 30 min.

Removeu-se a concha do aparelho e colocou-se parte da pasta na concha, tentando-se deixar o meio do material com cerca de 10 mm de espessura e sem bolhas de ar. O restante da pasta foi devolvida para a cápsula de porcelana.

Em seguida, dividiu-se a amostra que estava na concha, em duas partes, passando o cinzel o mais perpendicular possível; depois colocou-se a concha de volta no aparelho com muito cuidado. Ela é abaixada para cair em queda livre e gira-se a manivela com cerca de 2 voltas por segundo. A amostra foi golpeada até que as bordas inferiores da ranhura se uniram, com comprimento de cerca de 1,3 cm. Durante esse processo de golpeamento, anotou-se o número de golpes.

Terminado o passo anterior, pega-se um pouco do material perto das bordas que se uniram durante o golpeamento e reserva-se para posterior determinação da umidade. O resto da amostra é disposto novamente na cápsula de porcelana.

A amostra é molhada novamente com água destilada de forma uniforme por cerca de 3 min. Lava-se a concha e o cinzel e repete-se todo o processo novamente. Em uma mesma amostra, foram realizadas seis repetições, com intuito obter diferentes pontos do ensaio.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 RESULTADOS DA SONDAGEM DE *STANDARD PENETRATION TEST*

Os relatórios/resultados do ensaio *Standard Penetration Test* foram cedidos em conjunto com as amostras. Os laudos serão descritos brevemente a seguir, junto foram enviadas as amostras retiradas do amostrador de cada furo a cada metro, todas armazenadas em sacos herméticos, como pode ser visto na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Amostra sondagem SPT.



Fonte: AUTORES, 2019.

As sondagens foram realizadas entre os dias 29/07/2019 e 05/08/2019. A profundidade máxima foi com cerca de 19,50 m e em ambas se parou a perfuração por ordem do contratante e em nenhuma encontrou-se o nível d'água.

De acordo com o relatório foram encontrados solos com predominância de areias siltosas e siltes arenosos nas sondagens SP 01 e SP 02 e predominância de silte arenoso, com uma camada inicial de 2 m de areia média com pedregulhos, nas sondagens SP 03, SP 04 e SP 06. Na sondagem SP 05 entrou um trecho com presença de areia fina argilosa e transição de solo/rocha. Os solos foram descritos de acordo com sua coloração, encontrando solos marrons, avermelhados, arroxeados, dentre outros. Também foram descritos conforme sua deformabilidade (fofos, pouco compactos, medianamente compactos). No ANEXO A as informações podem ser vistas de forma mais detalhada.

4.2 RESULTADOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO

Os ensaios laboratoriais foram realizados do dia 11/09/2019 a 24/09/2019, em ambos se respeitou todos os intervalos de tempo segundo normatizações. As amostras estavam devidamente condicionadas para realização dos ensaios, a fim de preservar as características originais das mesmas. A Figura 4.2 demonstra a sequência para preparação preliminar das amostras:

Figura 4.2 – Sequência preparação preliminar das amostras.



Fonte: AUTORES, 2019.

A sequência para realização dos ensaios foi um resultado esperado, visto que esses ensaios foram necessários para determinar as características e parâmetros das amostras para se determinar o tipo de solo e os índices físicos.

4.2.1 Resultados ensaio para determinação da massa específica

A Tabela 4.1 mostra as respectivas massas do conjunto solo úmido e recipiente, conjunto solo seco e recipiente e a massa do recipiente incluso sua tampa, bem como as dimensões dos mesmos, para cálculo dos volumes e o abatimento das amostras após seco:

Tabela 4.1 – Dados iniciais.

Amostra	Massa úmida + recipiente (g)	Massa recipiente (g)	Massa solo seco + recipiente (g)	Dados recipiente		Abatimento do solo (cm)
				Diâmetro (cm)	h (cm)	
1	124,85	19,63	111,31	5,50	4,00	0,95
2	130,29	19,35	115,96	5,55	4,11	0,70
3	123,81	19,22	110,43	5,50	4,15	0,70

Fonte: AUTORES, 2019.

A Tabela 4.2 foi construída a partir do ensaio conforme item 3.1.1 dessa obra, a partir da mistura das amostras da sondagem do furo 2 (SP02). Com os dados da Tabela 4.2 foi realizado o cálculo do índice de vazios utilizando a razão dos volumes seco pelos volumes de vazios. Obtendo-se no final valores médios referentes aos índices físicos do solo em questão. Para determinação da massa específica foi utilizada a Equação 2.1 do item 2.4.2.1 e para determinação do teor de umidade Equação 2.5 do item 2.4.2.3:

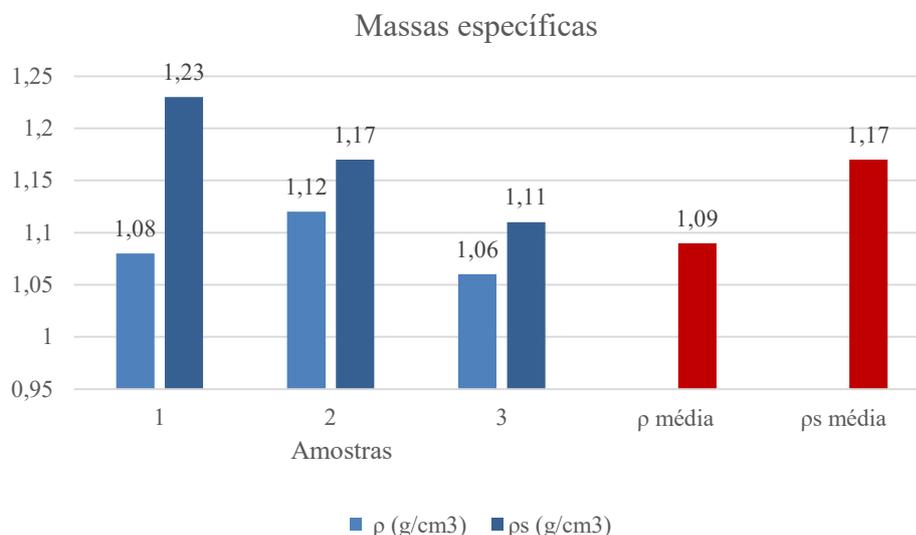
Tabela 4.2 – Volumes, massas específicas e teores de umidade.

Amostra	Volumes			Massas específicas		w (%)
	V (cm ³)	V_s (cm ³)	V_v (cm ³)	ρ (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	
1	97,41	74,84	22,57	1,08	1,23	14,77
2	99,43	82,50	16,93	1,12	1,17	14,83
3	98,60	81,97	16,63	1,06	1,11	14,67
Valores médios				1,09	1,17	14,76

Fonte: AUTORES, 2019.

Nota-se que os volumes total e seco apresentam diferenças entre si de 23,17; 17,02 e 16,87 %, respectivamente. A Figura 4.3 mostra o gráfico referente as massas específicas (natural e seca) e suas médias.

Figura 4.3 – Gráfico massa específica natural e seca.



Fonte: AUTORES, 2019.

No gráfico representado pelo Figura 4.3, tem-se as diferenças de valores da massa específica média e da massa específica seca média. Dentre elas observa-se uma diferença de $0,08 \text{ g/cm}^3$, que corresponde a uma diferença percentual de 6,84 % entre as mesmas. A massa específica foi calculada para obtenção do peso específico. A Figura 4.4 mostra a sequência do ensaio de massa específica:

Figura 4.4 – Sequência ensaio massa específica.



Fonte: AUTORES, 2019.

4.2.2 Resultados do ensaio para determinação da umidade natural e da umidade higroscópica

As Tabelas 4.3 e 4.4 foram confeccionadas a partir do item 3.1.2 a partir da mistura das amostras das sondagens do furo 5 (SP05) e furo 6 (SP06). Os cálculos da umidade natural e da umidade higroscópica foram obtidos por intermédio da Equação 2.5 do item 2.4.2.3.

Tabela 4.3 – Umidade higroscópica.

Amostra	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	w (%)
1	113,45	101,24	18,82	14,81
2	108,87	97,36	18,58	14,61
3	110,89	99,23	19,64	14,65
Umidade higroscópica média:				14,69

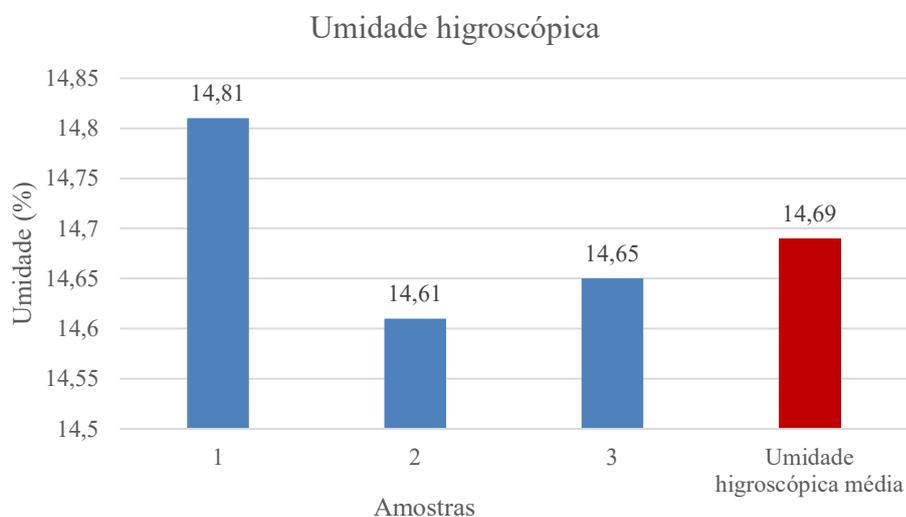
Fonte: AUTORES, 2019.

Tabela 4.4 – Umidade natural.

Amostra	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	w (%)
4	122,19	116,12	19,79	6,30
5	114,71	109,18	20,35	6,23
6	115,48	109,99	19,95	6,10
Umidade natural média:				6,21

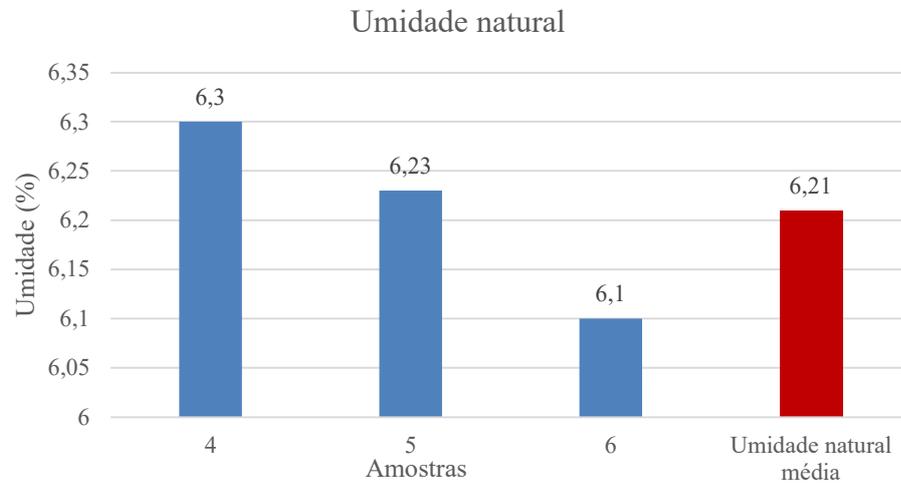
Fonte: AUTORES, 2019.

Comparando-se a umidade higroscópica média com a umidade natural média, nota-se uma diferença de 8,48 % nas umidades. Esse valor retrata uma diferença percentual de 57,73 %, essa diferença mostra que o solo tem uma alta absorção de água sendo essa uma característica de solos siltosos. As Figuras 4.5 e 4.6 mostram os gráficos de umidade higroscópica e umidade natural, respectivamente.

Figura 4.5 – Gráfico umidade higroscópica.

Fonte: AUTORES, 2019.

Figura 4.6 - Gráfico umidade natural.



Fonte: AUTORES, 2019.

A Figura 4.7 demonstra as etapas para determinação da umidade natural do solo e a Figura 4.8 apresenta as etapas para determinação da umidade higroscópica.

Figura 4.7 – Etapas do ensaio para determinação de umidade natural.



Fonte: AUTORES, 2019.

Figura 4.8 – Determinação de umidade higroscópica.

Fonte: AUTORES, 2019.

4.2.3 Resultados ensaio de análise granulométrica.

De acordo com item 3.1.3 realizou o ensaio em questão, a partir da mistura das amostras das sondagens do furo 3 (SP03) e furo 4 (SP04). Utilizou-se as Equações 2.6, 2.7 e 2.8 do item 2.4.2.4, para encontrar a massa total, porcentagens do peneiramento grosso e porcentagens do peneiramento fino, respectivamente. Conforme descrito, foi possível criar as Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.5 – Peneiramento grosso.

Peneira (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Retida acumulada	% Passante
50	0	0	0	100
38	0	0	0	100
25	0	0	0	100
19	0	0	0	100
9,5	0	0	0	100
4,8	0,25	0,15	0,15	99,85
2,0	125,41	74,30	74,45	25,55
Fundo	43,12	25,55	100,00	0,00

Fonte: AUTORES, 2019.

Tabela 4.6 – Peneiramento fino.

Peneira (mm)	Massa retida(g)	% Retida	% Retida acumulada	% Passante
1,2	28,18	8,19	8,19	91,81
0,6	69,51	20,21	28,40	71,60
0,42	47,17	13,71	42,11	57,89
0,25	105,11	30,56	72,67	27,33
0,15	65,53	19,05	91,72	8,28
0,075	23,24	6,76	98,47	1,53
Fundo	5,26	1,53	100,00	0,00

Fonte: AUTORES, 2019.

A Figura 4.9 mostra os solos retidos na peneira de 2,0 e 0,075 mm para peneiramento grosso e peneiramento fino nessa ordem, logo após lavados, secos em estufa e pesados para ensaio.

Figura 4.9 – Início do ensaio para análise granulométrica.



Fonte: AUTORES, 2019.

As Figuras 4.10 e 4.11 mostram em sequência o conjunto de peneiras utilizadas para realizar o peneiramento grosso (aberturas de 50; 38; 25; 19; 9,5; 4,8 e 2,0 mm) e peneiramento fino (aberturas de 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15 e 0,075 mm).

Figura 4.10 – Conjunto de peneiras (50 mm - 2 mm).



Fonte: AUTORES, 2019.

Figura 4.11 – Conjunto de peneiras (1,2 mm - 0,0075 mm)



Fonte: AUTORES, 2019.

É notório que a amostra de solo é formada em sua maior parte por solos finos, predominando a quantidade de areias com partículas de silte, inclusive pela identificação visual da granulometria dos solos após o ensaio. Também segundo a análise realizada a amostra apresenta pequena porcentagem de solos grossos, sendo o mais encontrado, o pedregulho fino. Não foi preciso fazer o ensaio de sedimentação, pois a quantidade de amostra passante na peneira de 0,075 mm não atingiu 120 g. As Figuras 4.12 e 4.13 mostram os solos obtidos após o ensaio de granulometria.

Figura 4.12 – Peneiramento grosso.



Fonte: AUTORES, 2019.

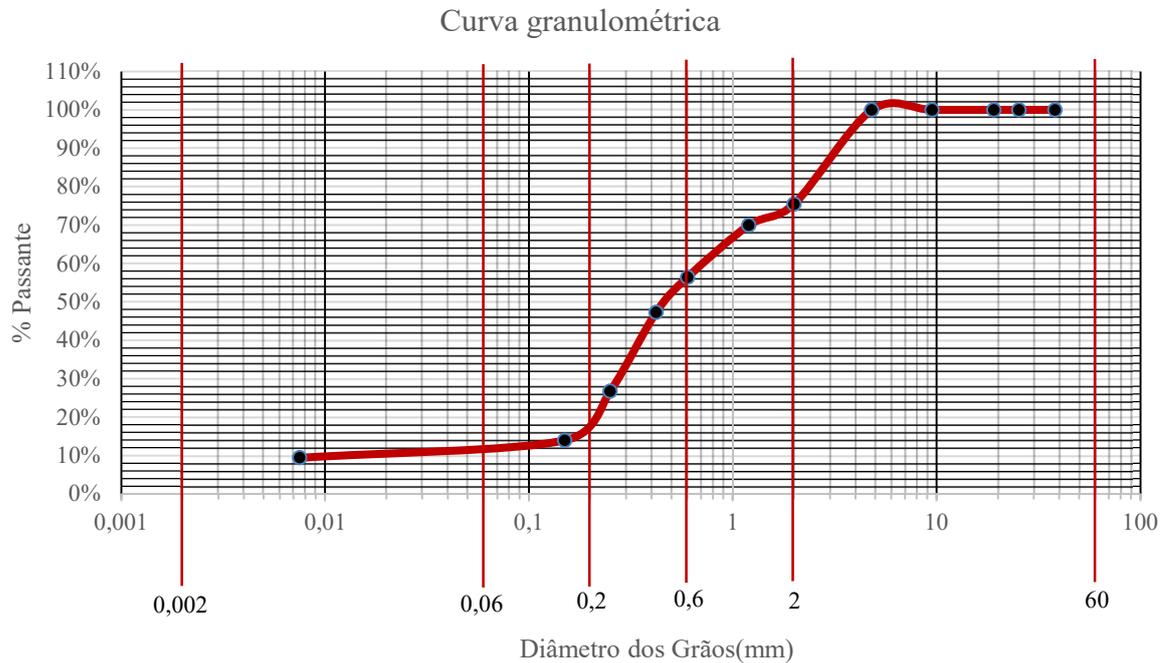
Figura 4.13 – Peneiramento fino.



Fonte: AUTORES, 2019.

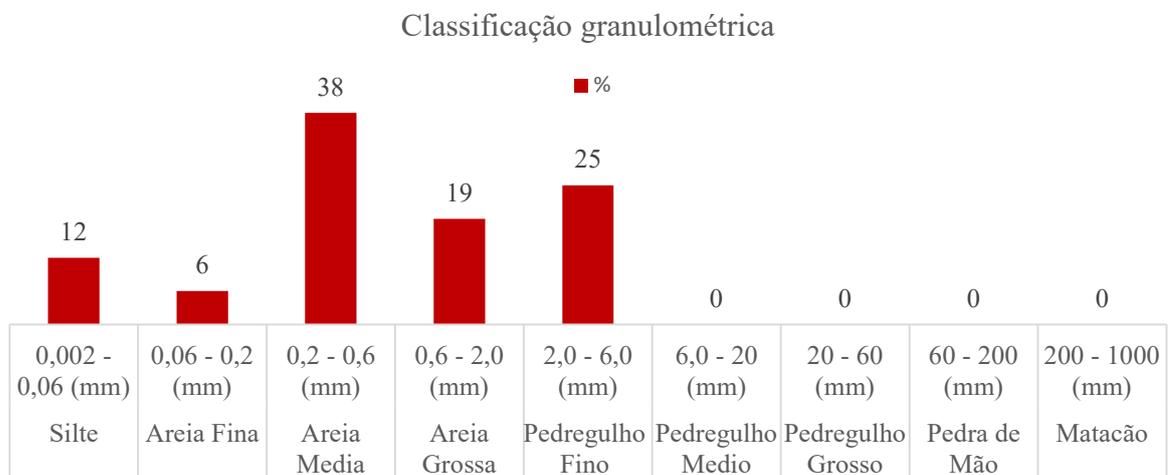
A curva granulométrica corresponde a representação gráfica do resultado do peneiramento. A mesma foi utilizada para classificação dos solos, onde são classificados de acordo com a porcentagem passante em cada abertura das peneiras normatizadas e o diâmetro dos grãos. Sendo o diâmetro 2 mm decisivo na classificação entre solos grosso e finos. A Figura 4.14 mostra a curva granulométrica das amostras de solo e a Figura 4.15 mostra o resultado da classificação granulométrica em porcentagem.

Figura 4.14 – Curva granulométrica



Fonte: AUTORES, 2019.

Figura 4.15 – Classificação granulométrica



Fonte: AUTORES, 2019.

A figura acima demonstra que o solo possui grãos variados, porém os grãos finos correspondem a 75 % de toda a amostra. Da porcentagem total, 63 % da constituição é formada por areias dentre grossa, média e fina e 12 % formada por silte. Os grãos grossos correspondem a somente 25 % dos solos formados por pedregulho finos.

4.2.4 Resultados ensaio para determinação do limite de plasticidade

O limite de plasticidade foi determinado conforme item 3.1.4 com a mistura das amostras da sondagem do furo 01 (SP01). De acordo com a Equação 2.5 do item 2.4.2.3 descobriu-se as umidades, com as mesmas descobriu-se o $LP_{\text{médio}}$ e confeccionou-se a Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Dados para determinação do limite de plasticidade.

Amostra	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	Massa água (g)	Massa solo seco (g)	w (%)
1	23,02	22,07	19,63	0,95	2,44	38,93
2	23,27	22,18	19,34	1,09	2,84	38,38
3	22,49	21,54	19,21	0,95	2,33	40,77
				$LP_{\text{médio}}$		39,36 \approx 40,00
				$LP_{\text{máximo}}$		41,33

Fonte: AUTORES, 2019.

Tabela 4.7 mostra que o solo possui um limite de plasticidade médio de 40 %, ele também está dentro dos parâmetros do limite máximo 41,33 %, ou seja, após passar essa porcentagem, o solo deixa seu estado sólido e passa a ser moldável. A Figura 4.16 mostra as etapas para realização do ensaio para encontrar o LP do solo.

Figura 4.16 – Passo a passo ensaio de limite de plasticidade.



Fonte: AUTORES, 2019.

4.2.5 Resultados do ensaio para determinação do limite de liquidez

O limite de liquidez foi determinado de acordo com os procedimentos do item 3.1.5 com a mistura das amostras da sondagem do furo 01 (SP01). Com a Equação 2.5 do item 2.4.2.3 descobriu-se as umidades e pode-se construir a Tabela 4.8.

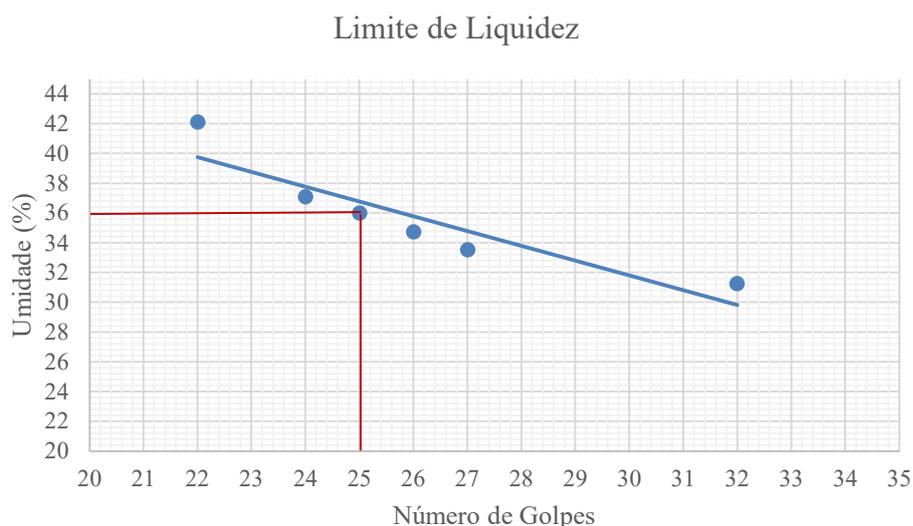
Tabela 4.8 – Dados para determinação do limite de liquidez.

Amostra	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	Massa água (g)	Massa solo seco (g)	w (%)	Número de golpes
1	31,10	27,90	20,30	3,20	7,60	42,11	22
2	33,60	30,30	20,80	3,30	9,50	34,74	26
3	31,50	29,00	21,00	2,50	8,00	31,25	32
4	32,80	29,50	20,60	3,30	8,90	37,08	24
5	34,20	30,60	20,60	3,60	10,00	36,00	25
6	34,20	30,80	20,66	3,40	9,80	33,53	27

Fonte: AUTORES, 2019.

Apoiando-se nos dados (umidade e número de golpes) da Tabela 4.8 elaborou-se o gráfico representado na Figura 4.17.

Figura 4.17 – Gráfico limite de liquidez.



Fonte: AUTORES, 2019.

De acordo com as condições do item 2.4.2.5 descobriu-se que o LL = 36 %. Nota-se que quando maior umidade, menos golpes são necessários para o fechamento da ranhura

durante o ensaio, ou seja, quando mais próximo ao estado líquido o solo tende a ficar mais maleável.

A partir da Equação 2.9 do item 2.4.2.5 e utilizando os valores obtidos do limite de liquidez e do limite de plasticidade, descobriu-se que o índice de plasticidade é 4 %, que indica quando o solo vai estar em seu estado plástico. O mesmo está concordante com o tipo de solo (solos siltosos), visto que a presença de silte reduz consideravelmente a plasticidade. Esses parâmetros foram utilizados para fazer a classificação a partir da carta de plasticidade disposta no ANEXO B.

A Figura 4.18 mostra as etapas para realização do ensaio para encontrar o LL do solo a partir da homogeneização do solo.

Figura 4.18 – Etapas ensaio de limite de liquidez a partir da homogeneização do solo.



Fonte: AUTORES, 2019.

4.3 RESULTADOS ÍNDICES FÍSICOS

4.4.6 Pesos específicos

Baseado na mistura das amostras das sondagens do furo 5 (SP05) e furo 6 (SP06), a Tabela 4.9 pode ser confeccionada a partir das Equações 2.2, 2.3 e 2.4, respectivamente, referente ao item 2.4.2.2, obtendo-se valores médios.

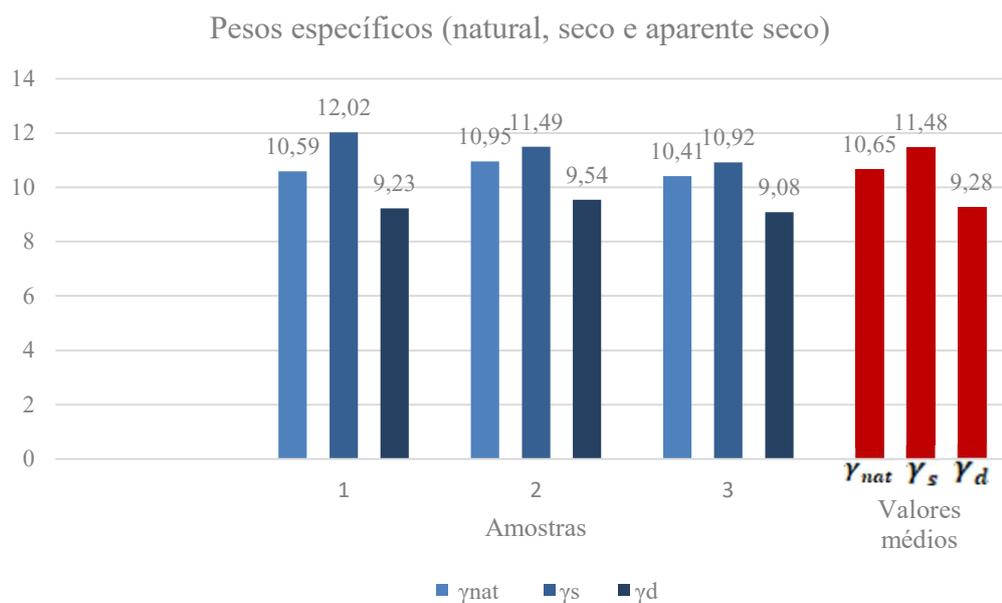
Tabela 4.9 – Pesos específicos.

Amostra	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
1	10,59	12,02	9,23
2	10,95	11,49	9,54
3	10,41	10,92	9,08
Valores médios:	10,65	11,48	9,28

Fonte: AUTORES, 2019.

Os pesos obtidos acima foram utilizados para cálculos do índice de vazios. Nota-se que a diferença entre o peso natural e o peso seco é da ordem de 0,83, representando uma diferença percentual de 7,23 % entre os mesmos. O peso específico aparente seco mostra uma diferença de 19,16 % em relação ao peso específico seco e de 12,86 % em relação ao peso específico natural.

A Figura 4.19 apresenta um gráfico com os valores referentes ao peso específico natural médio do solo, peso específico do solo seco e peso específico aparente seco, do solo ensaiado.

Figura 4.19 – Gráfico peso específico do solo (γ_{nat} , γ_s , γ_d).

Fonte: AUTORES, 2019.

4.4.7 Índice de vazios

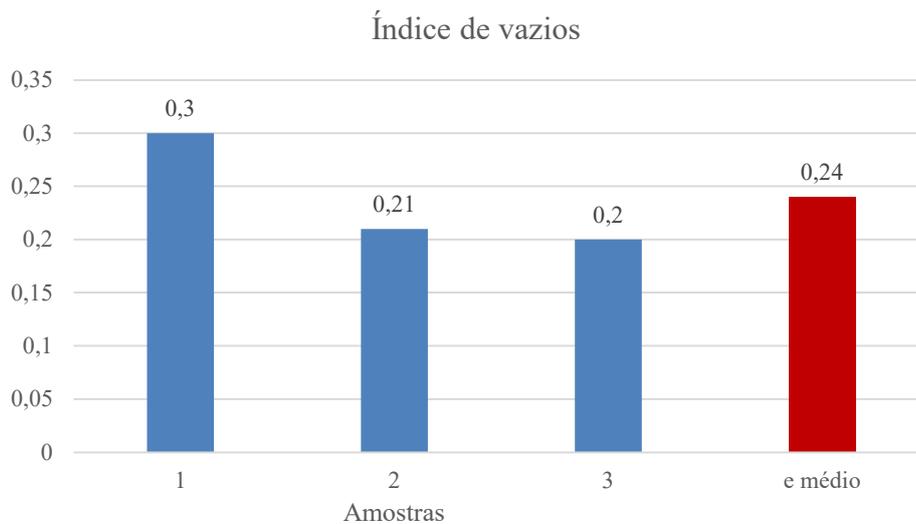
A partir da mistura das amostras das sondagens do furo 5 (SP05) e furo 6 (SP06), e embasando-se nas Equações 2.10 ou 2.11, referente ao item 2.4.2.6, bem como nos dados apresentados anteriormente nas Tabela 4.2 e Tabela 4.9, pode-se confeccionar a Tabela 4.10:

Tabela 4.10 – Índice de vazios.

Amostra	e (adimensional)
1	0,30
2	0,21
3	0,20
$e_{médio}$	0,24

Fonte: AUTORES, 2019.

Figura 4.20 – Índice de vazios médio.



Fonte: AUTORES, 2019.

As partículas de silte muitas vezes são parecidas com partículas de areias, porém se diferem pelo diâmetro, por isso existe uma diferença considerável no índice de vazios. No caso estudado, o índice de vazios encontrado do solo foi baixo se comparado a índices de vazios comuns em areias. A amostra de solo possuía quantidade significativa de silte influenciando de forma considerável quanto aos resultados. Os solos com materiais siltosos possuem poros muito menores que os solos arenosos e também com muito mais partículas que uma areia.

4.4 RESULTADOS CLASSIFICAÇÃO

De acordo com os relatórios de sondagem em geral, uma porcentagem significativa das amostras dos solos (SP 01, SP 02, SP 03, SP 04, SP 05 e SP 06) possuem solos com prevalescência de areia siltosa e silte arenoso.

Após análise pelos Sistema Unificado de Classificação dos Solos, em relação a amostra do furo 1, por intermédio da carta de plasticidade identificou-se silte de baixa compressibilidade. Ainda, de acordo com a classificação pelo *Higway Research Board* também utilizando a mesma amostra, agora fazendo uso do gráfico de limite de liquidez e índice de plasticidade, comprovou a presença de solos A-4, ou seja, solos siltosos. O índice de grupo não foi avaliado, pois o intuito é referente a classificação principal do material, este outro parâmetro deve ser considerado quando for voltado para fins de pavimentação.

Conforme os índices físicos avaliados dos furos SP 02, SP 05 e SP 06, também foi possível constatar a maior parte sendo presença de silte por parâmetros como alta absorção de água e baixo índice de vazios.

Por meio da análise granulométrica feita com os furos SP 03 e SP 04, que permite uma investigação mais minuciosa e profunda, determinou-se a existência de outros materiais de granulometria variada como areias e pedregulhos finos. Dentre essa classe de materiais, 38 % é areia média, 19 % é areia grossa e 6 % é areia fina, porém a presença de silte foi constatada.

5 CONCLUSÃO

Tendo em vista os aspectos mencionados, é possível verificar a importância do estudo prévio dos solos, principalmente antes de iniciar qualquer tipo de projeto de construção. Em especial o projeto de fundações que demanda uma investigação minuciosa, objetivando melhor custo/benefício e evitar futuras patologias que podem levar a construção ao colapso.

Quanto aos relatórios de sondagem, descobriu-se que a predominância dos solos é de areias siltosas e siltes arenosos, mas com presença de pedregulhos e outros tipos de areias.

A partir dos ensaios de caracterização, alcançou-se os índices físicos e os limites de Atterberg. Encontrou-se uma diferença percentual de 57,73 % referente as umidades higroscópica e natural; um baixo índice de vazios de 0,24 e um índice de plasticidade de 4 %, características comuns a solos siltosos ou com alta presença de siltes. Assim, pode-se ressaltar que a análise comparativa entre os ensaios de caracterização e os relatórios de simples reconhecimento estão concordantes, não apresentando discrepâncias quanto a granulometria predominante encontrados em ambos, no caso, solos siltosos.

Fundamentando-se na curva granulométrica dos furos 3 e 4, analisou-se a presença de grãos com diâmetros variados sendo: 63 % de areias, 25 % de pedregulhos finos e 12 % silte. Em comparação com o relatório de sondagem desses furos quanto aos tipos de solo, ambos estão em comum, contudo a análise granulométrica permitiu-se um diagnóstico detalhado quanto as quantidades existentes. Dessa forma, concluiu-se que a quantidade de areias é maior que a de siltes.

Portanto, enfatiza-se a relevância dos ensaios de caracterização de solo em conjunto ao ensaio SPT, visto que muitos parâmetros só são possíveis definir mediante ensaios de laboratório, oferecendo maior confiabilidade dos resultados. Para trabalhos futuros, sugere-se realizar ensaios como compactação e índice de Califórnia e fazer a classificação total, incluindo o índice de grupo pelo sistema HRB.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABEL, Luis Sozinho. **Mapeamento geotécnico e caracterização dos materiais naturais de construção da província de Maputo, Moçambique**. 2011. Tese (Doutorado em Geotecnia) –Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.
- AFONSO, André Filipe Gonçalves. **Correlações entre os resultados de ensaios *in situ* de penetração dinâmica DP com ensaio *Standard Penetration Test***. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Construção) – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036:1983 – **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458:2016 – **Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502:1995 – **Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484:2001 – **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457:2016 – **Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459:2016 - **Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180:2016 - **Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181:2016 - **Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.
- BAÑOS, Julieth Paola Quintera. **Modelagem numérica dos fenômenos que ocorrem durante a penetração do amostrador SPT no solo**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2016.
- CASTRO, Bruno Carrilho de; GARCIA, Andressa Faquinel; GONDO, Gustavo Haruo Beltran; MARQUES, Samuel de França; SOUSA, Marcos Vinícius; QUEIROZ, Janaína Santana; REINALDO, Raydel Lorenzo. **Perfis geotécnicos da cidade de Palmas - TO por meio de sondagens SPT e ensaios geofísicos**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica: O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas, COBRAMSEG 2016,19-22 Outubro, Belo Horizonte – MG: Brasil, ABMS, 2016.

COSTA, Walter Duarte. **Geologia de Barragens**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

CRUZ, Gabriella Amorim da. **Modelagem geológica tridimensional de argilas no software SGEMS, segundo perfis de sondagem à percussão no bairro Jardim Botânico (RJ)**. Trabalho de Conclusão de Curso, Instituto de Geociências– Departamento de Geologia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

CUNHA, Emanuel Erivan Silva da. **Correlações entre resultados de ensaios SPT e CPT para o solo arenoso sedimentar**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6ª Ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 719/2006 – IPR: Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 278 p.

FERREIRA, Tobias Ribeiro; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; SILVA, Wellington Andrade da. **Rotina computacional para previsão da capacidade de cargas em estacas**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, V.8, n. 3, p. 38-50, Fev.- Jun., 2014, ISSN: 2179-0612.

FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 3ª Ed São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FRANCO, G.B. *et al.* **Classificação Geotécnica dos Solos da Bacia do Rio Almada – Bahia**. Caminhos de Geografia, v. 13, p. 42-49, 2012.

GOLAÇO, Arthur Schoueri. **Análise da capacidade de carga de fundação profunda com o uso do pressiômetro no solo do DF**. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

GON, Fernanda dos Santos. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratórios de um solo de diabásio na região de Campinas/SP**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

JARDIM, Humberto Carlos de Oliveira; MACHADO, Romulo Rodrigues; JORGE, Pedro Augusto Machado; ANGELIM, Renato Resende; GUIMARÃES, Renato Cabral. **Medição de energia do ensaio SPT em solo tropical do campo experimental da EECA/UFG- Goiânia**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 14, n. 1, p. 261-278, 2018.

JESUS, Andrelisa Santos de. **Investigação Multidisciplinar de processos erosivos lineares: estudo de caso da cidade de Anápolis- GO**. 2013. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

HIGASHI, R. A. R. **Notas de aulas**. UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina. Curso de graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, 2016. 161p.

LEITE, Pedro de Araújo Meirelles. **Análise da resistência do solo no município de Porto Alegre através de Sondagem SPT e a comparação com as litologias da região.** Trabalho de Conclusão de Curso, Instituto de Geociências – Curso de Geologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

LUCENA, Thaís Sousa. **Análise Geostática da estimativa de resistência estática a partir de ensaios SPT.** Dissertação de (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Natal, 2018.

LUKIANCHUKI, Juliana Azoia. 2012. **Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica.** Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

MACHADO, Amanda Caldas; FERREIRA, Lucas Deleon; COUTO, Bruno de Oliveira Costa; FILGUEIRAS, Roberto Almeida Cunha; SOUZA, Rosenaire Rezende de. **Estudo Comparativo entre a Classificação MCT e os Sistemas Tradicionais de Classificações Geotécnicas para Solos Brasileiros.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica: O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas, COBRAMSEG 2016,19-22 Outubro, Belo Horizonte – MG: Brasil, ABMS, 2016.

MAGALHÃES, Rafael de Siqueira. **Análise comparativa dos resultados SPT com torques de equipamentos de fundações do tipo hélice contínua monitorada.** Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Palhoça, 2018.

MARTINS, Marcos Paulo Borba. **Estabilização de solos para fins de pavimentação.** Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil, Fundação Educacional de Ituverava – Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, Ituverava, 2018.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHANAID, Fernando. **Patologia das fundações.** 2ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

MORAIS, Thaise da Silva Oliveira. **Interpretação racional de resultados de ensaios SPT com base em conceitos de energia.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

NUÑEZ, Rômulo Rondelo; PIOVAN, Thiago Teixeira de Castro; PEIXOTO, Anna Sílvia Palcheco. **Influência da Velocidade de Rotação no Ensaio SPT-T em Diferentes Tipos de Solos.** XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica: O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas, COBRAMSEG 2016,19-22 Outubro, Belo Horizonte – MG: Brasil, ABMS, 2016.

OLIVEIRA NETO, Mauro Duarte de. **Análise da altura de queda e perdas de energia durante a queda do martelo no ensaio SPT.** Trabalho de Conclusão de Curso, Escola Politécnica – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

PEIXOTO, Anna Silvia Palcheco; CARVALHO, David de Carvalho. **Determination of soil properties from standard penetration test complemented by torque measurement (SPT-**

T). Revista Acta Scientiarum. Maringá, v. 36, n. 4, p. 617-621, Oct.-Dec., 2014 ISSN on-line: 1807-8664.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p

ROCHA, Breno Padovezi. **Emprego do ensaio SPT sísmico na investigação de solos tropicais**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

RODRIGUEZ, Tiago Garcia. **Caracterização Geotécnica de um solo diabásio por meio de ensaios SPT e CPT**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

SCHANAID, Fernando; ODEBRECHT, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SENA, Leonardo. **Estudo de caso sobre projeto de fundações por sapatas e por estacas**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

SENCO, Wlastermiller de. **Manual de Técnicas de Pavimentação** Vol. 1. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.

STURARO, José Ricardo; LANDIM, Paulo Milton Barbosa; MALAGUTTI FILHO, Walter; DOURADO, João Carlos. **Analysis of soil compactness of the urban area of Bauru/São Paulo state using Standard Penetration Tests and seismic refraction**. Revista Geociências, São Paulo, UNESP, v. 31, n. 3, p. 331-338, 2012.

SANTOS, Mirella Dalvi dos. **Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes solos arenosos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Centro Tecnológico, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2017.

THIESEN, Stephanie. **Aplicação de ferramenta SIG para mapeamento geotécnico e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios SPT: um estudo de caso em Blumenau- SC**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

TREVISAN, Matheus Dernardin. **Aplicação de solo-cimento em obras de engenharia: Estudo de caso**. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos**. New York: Mcgraw-Hill Book, 1978.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

ANEXO A

Figura A.1 – Relatório de sondagem SP 01.

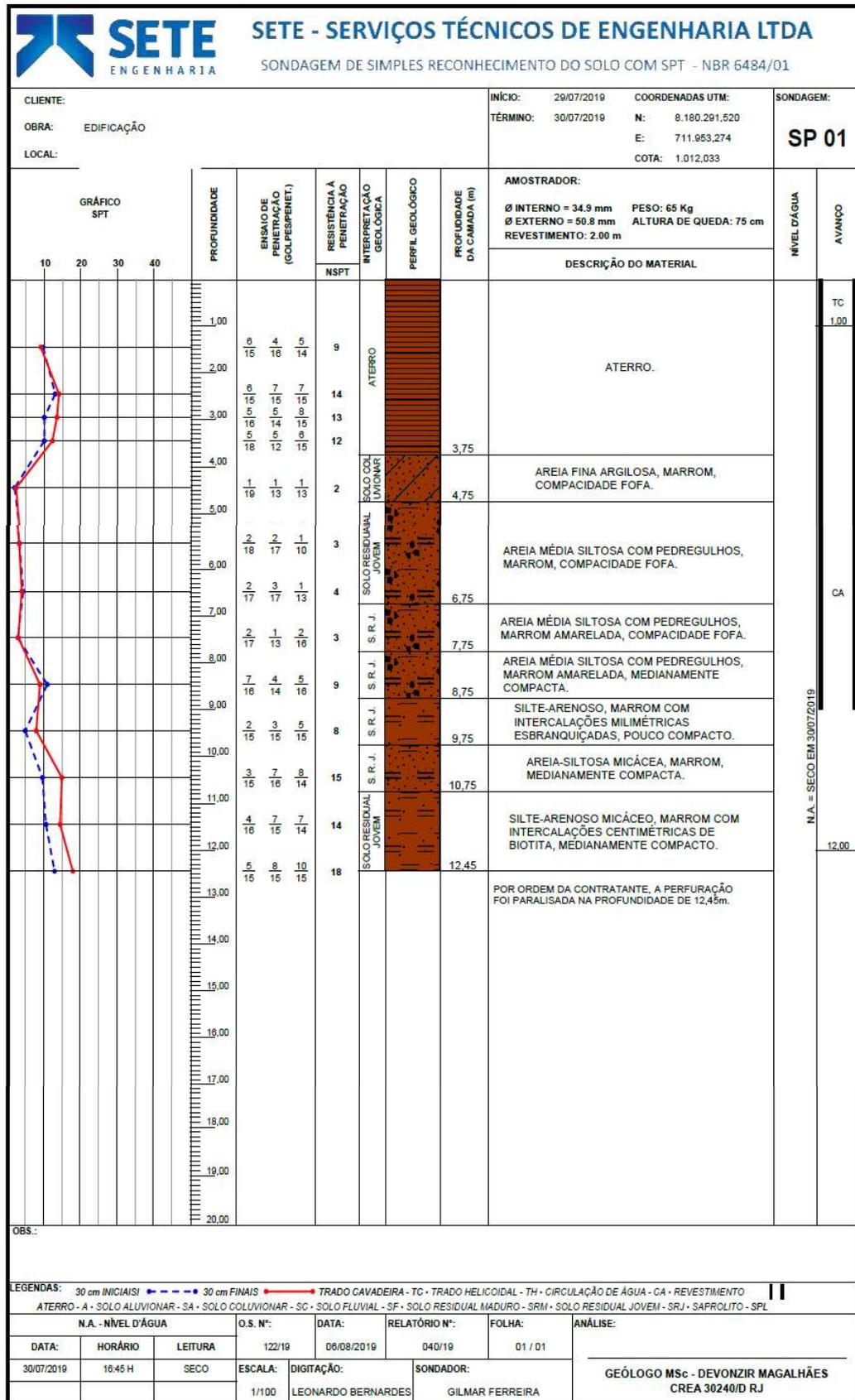


Figura A.2 – Relatório de sondagem SP 02.

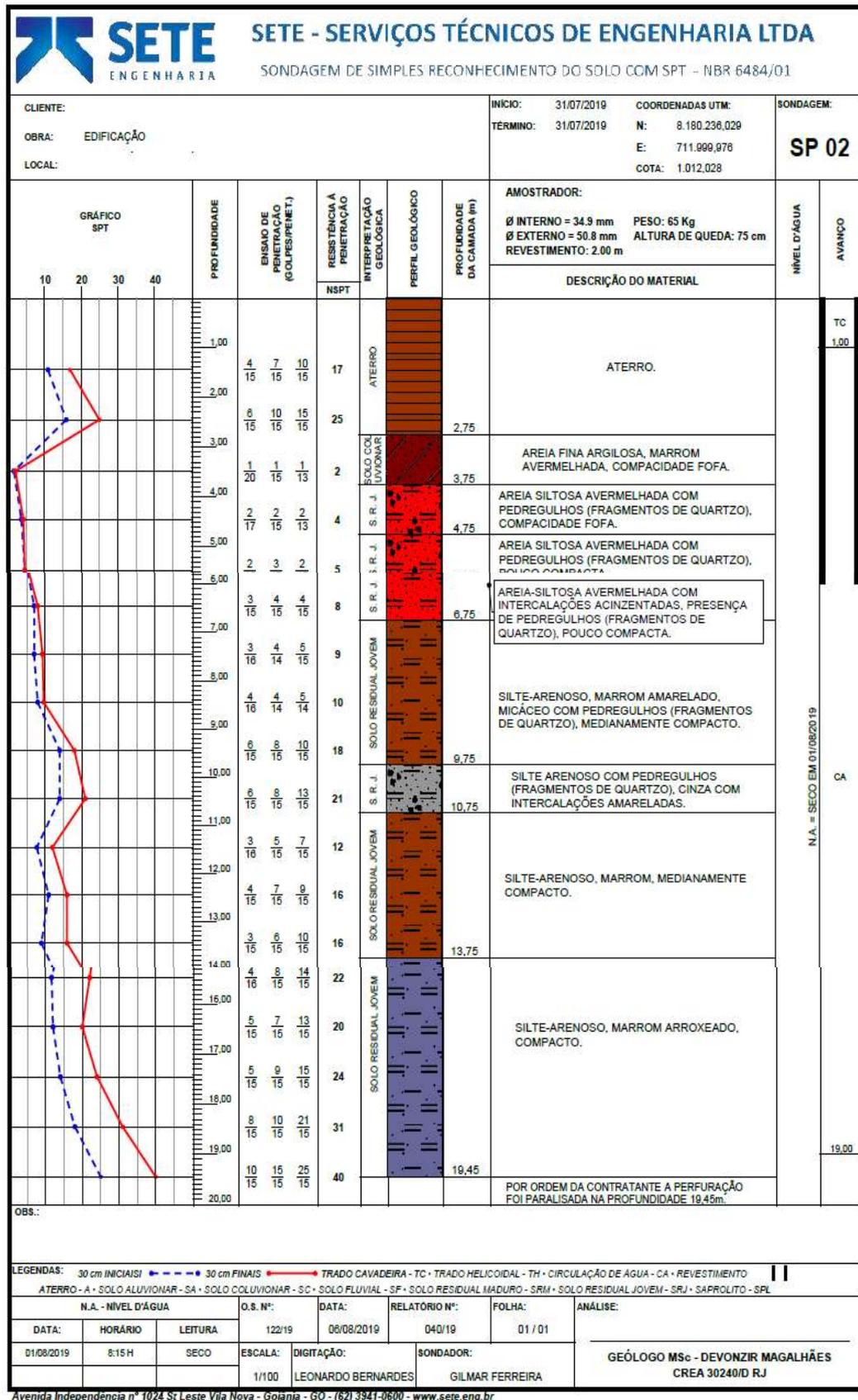


Figura A.3 – Relatório de sondagem SP 03.

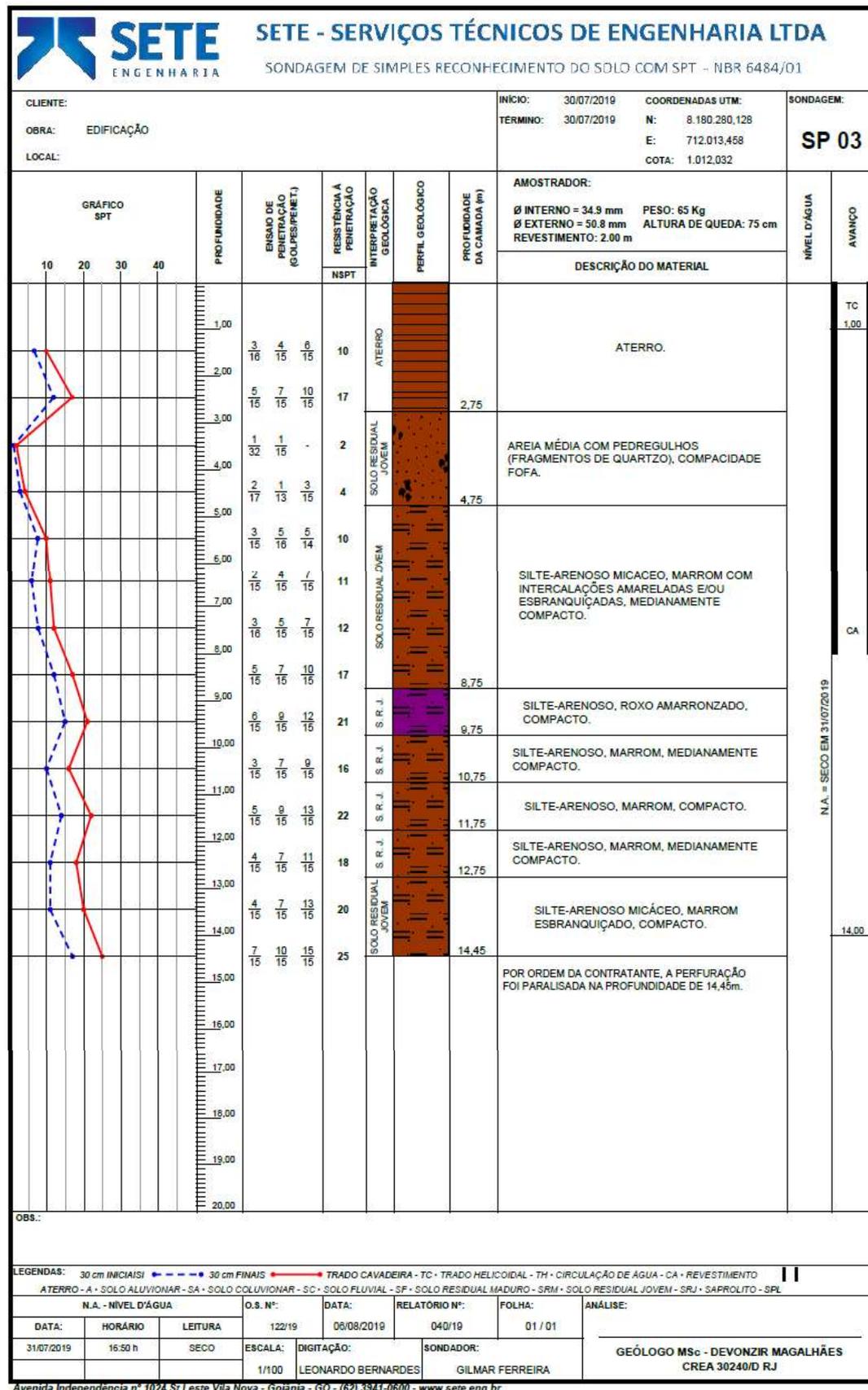


Figura A.5 – Relatório de sondagem SP 05.

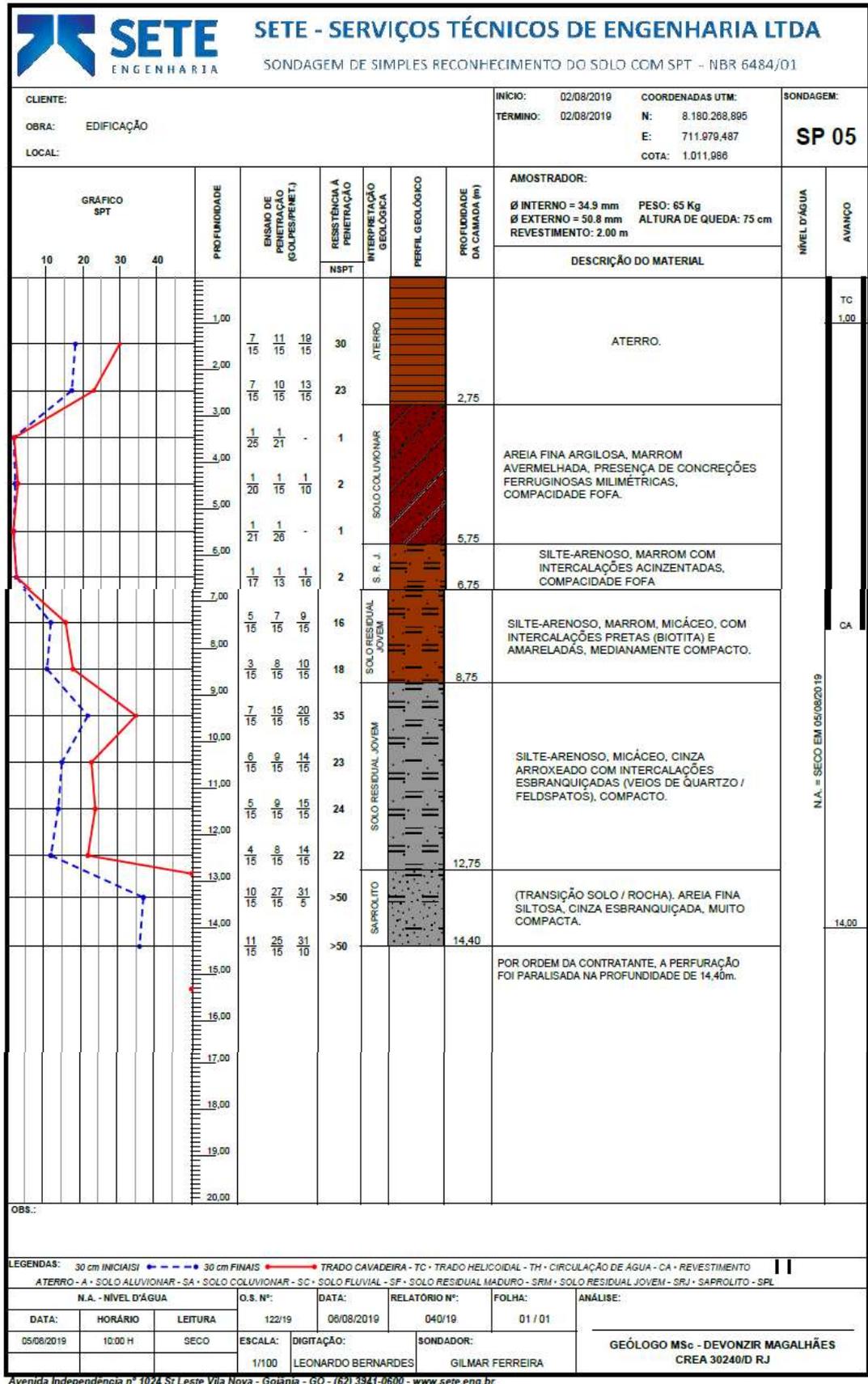
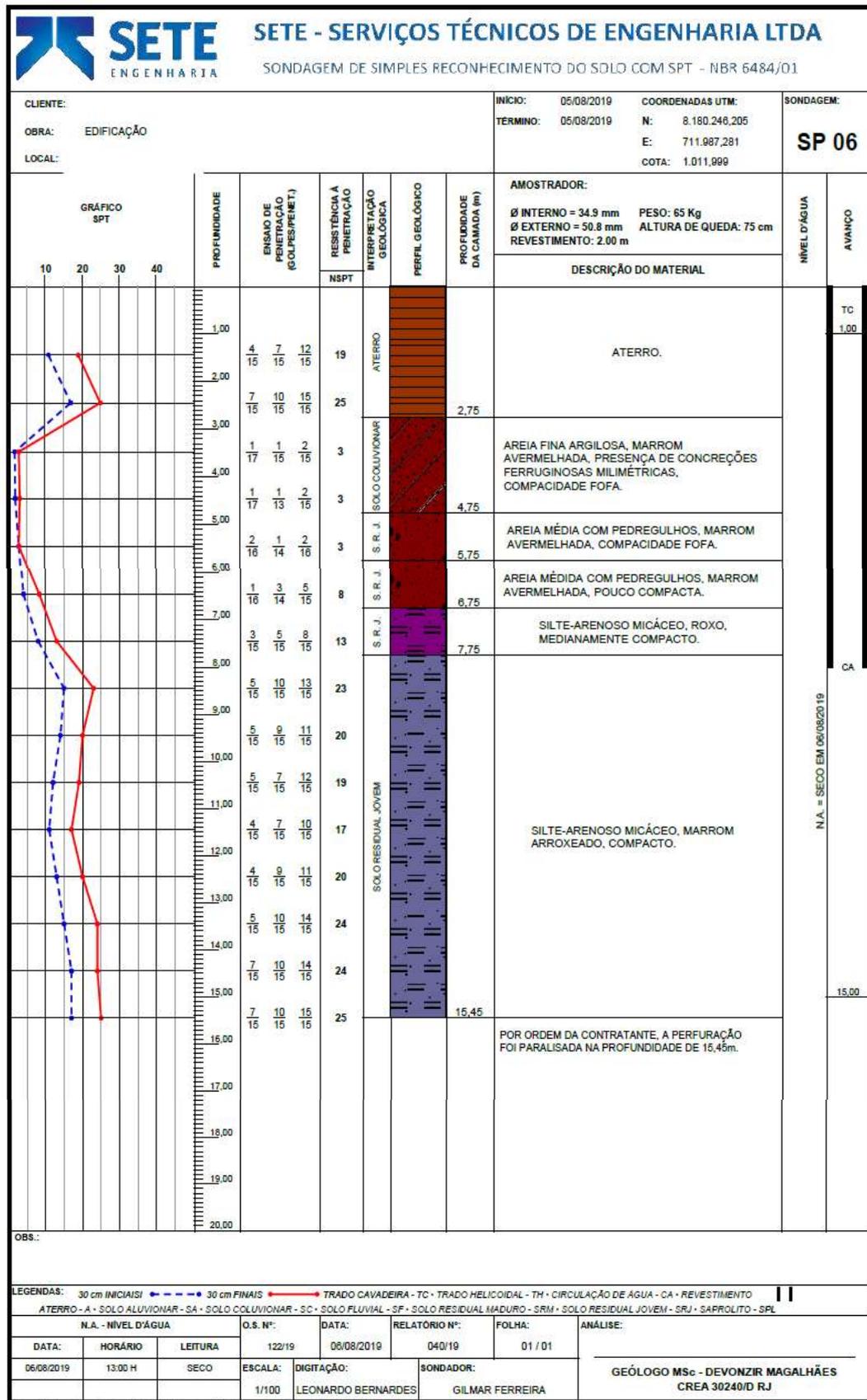


Figura A.6 – Relatório de sondagem SP 06.



ANEXO B

Figura B.1 – Classificação dos pelo SUCS: carta de plasticidade.

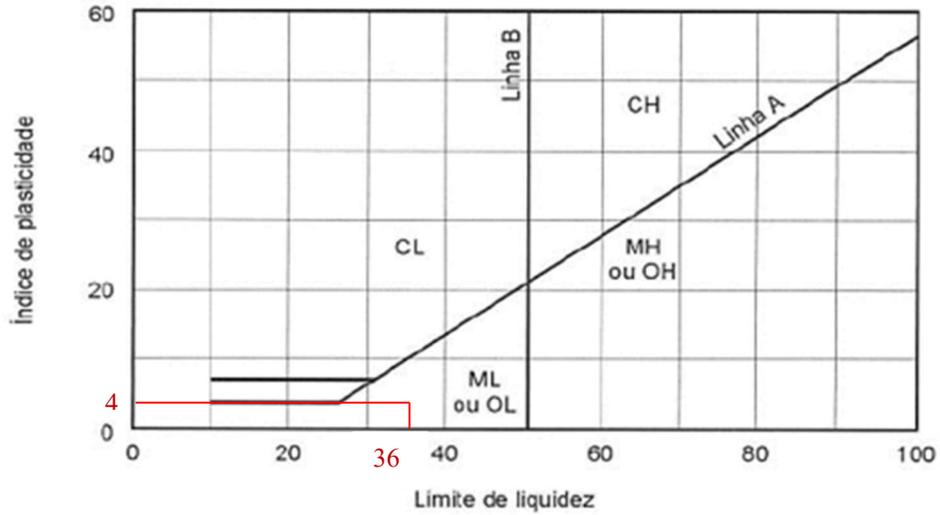


Figura B.2 – Classificação dos pelo HRB: faixa de limite de liquidez e índice de plasticidade.

