



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL **PPGEC**



**ANÁLISE COMPARATIVA DE RESISTÊNCIA PARA SOLOS
ARGILOSOS MOLES, ATRAVÉS DO EQUIPAMENTO VANE SHEAR
TEST PRODUZIDO EM BAIXO CUSTO, SPT, CISALHAMENTO
DIRETO E RCS NO MUNICÍPIO DE RIO PRETO DA EVA - AM**

ARIEL OLIVEIRA PRAIA LIMA

**MANAUS
2019**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

ARIEL OLIVEIRA PRAIA LIMA

**ANÁLISE COMPARATIVA DE RESISTÊNCIA PARA SOLOS
ARGILOSOS MOLES, ATRAVÉS DO EQUIPAMENTO VANE SHEAR
TEST PRODUZIDO EM BAIXO CUSTO, SPT, CISALHAMENTO
DIRETO E RCS NO MUNICÍPIO DE RIO PRETO DA EVA - AM**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Amazonas como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo

**MANAUS
2019**

Ficha Catalográfica

Ficha catalográfica elaborada automaticamente de acordo com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

L732a Lima, Ariel Oliveira Praia
Análise comparativa de resistência para solos argilosos moles, através do equipamento vane shear test produzido em baixo custo, SPT, cisalhamento direto e RCS no município de Rio Preto da Eva – AM / Ariel Oliveira Praia Lima. 2019
110 f.: il. color; 31 cm.

Orientador: Nilton de Souza Campelo
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Amazonas.

1. solos moles. 2. resistência mecânica não drenada. 3. vane shear test. 4. standard penetration test. I. Campelo, Nilton de Souza II. Universidade Federal do Amazonas III. Título



ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO Nº. 012/2019

ATA DA DEFESA DA DISSERTAÇÃO AO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

DATA DO EXAME: 09/08/2019

DISCENTE: Ariel Oliveira Praia Lima

ORIENTADOR: Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo

BANCA EXAMINADORA: (Nome Completo)

Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo (Presidente)

Prof. Dr. João de Almeida Melo Filho (Membro Interno)

Prof. Dr. Raimundo Humberto Cavalcante Lima (Membro Externo)

TITULO DA PROPOSTA DE DISSERTAÇÃO: **ANÁLISE COMPARATIVA DE RESISTÊNCIA EM SOLOS ARGILOSOS MOLES ATRAVÉS DO EQUIPAMENTO VANE SHEAR TEST PRODUZIDO EM BAIXO CUSTO, STP, CISALHAMENTO DIRETO E RCS NO MUNICÍPIO DE RIO PRETO DA EVA – AM.**

LOCAL: Multiuso II da Faculdade de Tecnologia

HORA DE INÍCIO: 10h00

De acordo com o Regimento Interno do Programa Pós – Graduação em Engenharia Civil, aprovados pelo Conselho de Ensino e Pesquisa/CONSEP/UFAM e CAPES, o (a) aluno (a) submeteu sua dissertação em forma escrita e oral, sendo após exposição de cerca de 58 minutos arguido oralmente pelos membros da banca, tendo tido como resultado:

Aprovação por unanimidade de sua dissertação. O (A) aluno (a) foi considerado aprovado, podendo pleitear o título de Mestre.

() Reprovação de sua Dissertação. O (A) aluno (a) não foi considerado aprovado (a) na sua Defesa de Dissertação. Não podendo pleitear o título de Mestre.

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que será assinada pelos membros da banca e pelo (a) aluno (a).

Observações O ALUNO DEVERÁ SEGUIR AS RECOMENDAÇÕES DA BANCA EXAMINADORA

Manaus, 09 de agosto de 2019

Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo (Presidente)

Prof. Dr. João de Almeida Melo Filho (Membro Interno)

Prof. Dr. Raimundo Humberto Cavalcante Lima (Membro Externo)

Ariel Oliveira Praia Lima (Discente)

Dedico este trabalho a todos aqueles que me ajudaram nessa árdua caminhada. Aqueles que me deram o apoio necessário e acreditaram em mim mesmo quando eu mesmo não o fazia mais.

AGRADECIMENTOS

Não há como começar essa seção sem agradecer primeiramente aqueles que desde meu nascimento sempre me apoiaram e dedicaram suas vidas ao meu melhor. Se hoje sou como sou é graças a eles, ao meu pai Carlos Praia pelos ensinamentos e os incentivos de sempre continuar estudando, a minha mãe pela cobrança incessante que culminaram num ser disciplinado e persistente.

Ao meu grande mestre e orientador, Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo por todos os ensinamentos que irei levar na vida, pela paciência em me receber em sua casa mesmo em suas folgas, pela amizade verdadeira que desenvolvemos no decorrer destes últimos anos. Ao imortal tenho a mais sincera admiração e respeito, muito obrigado.

Aquela que por muitos anos me deu carinho, afeto, compreensão e apoio. Assim como os aqui citados teve papel fundamental para atingir este objetivo hoje, meu mais sincero obrigado a você Laís Buganeme, sempre terás um lugar especial em minha vida.

Aos técnicos do Laboratório de Pavimentação (LabPav/UFAM) Zeca e Reinaldo, pela amizade e ensinamentos passados desde o período que era aluno de graduação até os dias de hoje, sempre com paciência e bom humor para sanar as dúvidas.

Aos laboratórios da Universidade Federal do Amazonas e seus técnicos, sendo em especial o Laboratório de Materiais da Amazônia e Compósitos (LaMAC/UFAM) pelas execução do ensaio de FRX, ao laboratório do Programa de Pós-Graduação em Geociências (PPGGEO/UFAM) e principalmente ao técnico Alfredo Alexandrino que em uma postura rara decidiu por me ajudar na realização dos ensaios de DRX mesmo em gozo de férias. Ao Laboratório de Mecânica dos Solos pelos ensaios de cisalhamento direto e em especial ao seu coordenador que é um amigo de longa data Prof. Matheus Pena.

Aos amigos que mesmo sobre adversidades prestaram seu companheirismo, aqui fica minha singela homenagem. Em primeiro lugar aqueles que largaram seu conforto de casa no final de semana e foram para campo comigo enfrentar sol, chuva e cansaço prolongado Rennan Fellipe, Carlos Javier, Eng. Elielton Barroncas e Eng. Hudson Rebelo, estes no

momento de maior desespero estavam lá e me mantiveram de pé. Em seguida agradeço aos amigos que me ajudaram nas análises e que me acompanham a muitos anos Eng. Elias Souza, Eng.^a Fernanda Caroline e Eng.^a Maria Clara, obrigado pelo companheirismo sólido e verdadeiro demonstrado nestes anos vividos e vindouros.

“Provando o velho ditado que os resultados dependem não da perfeição do equipamento, mas da verdade da proposição... Quanto mais simples e barato o aparelho, melhor expressa o propósito e, portanto, pode-se obter ideias sobre um processo que está sendo investigado, aprovando ou rejeitando e postulando novamente, sem perder tempo e dinheiro. Instrumentos custosos e sensíveis pertencem à situação em que já se tem um domínio claro dos fenômenos naturais e onde há valor na obtenção de números refinados. Quando se inicia experimentos com aparelhos caros, ele se torna escravo desse aparato e a experiência, em vez de servir para estabelecer a veracidade de uma idéia valiosa, serve apenas para estabelecer um fato - mas nunca para estabelecer uma lei”.

Karl Terzaghi (1883-1963)

RESUMO

A pesquisa apresentada visa analisar parâmetros de resistência mecânica não drenada (S_u) em solos aluvionares argilosos moles no município de Rio Preto da Eva – AM, com ênfase em quatro ensaios específicos, o Vane Shear Test (ensaio de palheta), Standard Penetration Test (SPT), resistência à compressão simples (RCS) e resistência ao cisalhamento direto. O intuito do trabalho é determinar as diferenças encontradas nestes quatro métodos descritos e se o aparelho de vane test produzido serve as necessidades. Para a obtenção de tais resultados foram executados ensaios no município supracitado, coleta de amostras indeformadas para análise em laboratório e produção de equipamento de baixo custo para realizar ensaio de palheta. O equipamento de baixo custo foi idealizado para executar o ensaio tipo A como descrito na NBR 10905/89, para evitar amolgamentos excessivos no solo estudado. A caracterização das amostras contemplou as análises físicas de praxe e química através da difração de raios-x (DRX) e espectroscopia de fluorescência de raios (FRX). Ao fim da pesquisa fora possível determinar camadas com 2 m de profundidade de argilas em consistência mole a muito mole nas margens do rio, sendo que os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos nos ensaios estavam todos dentro dos padrões que a literatura descreve e por fim o equipamento idealizado funcionou como o esperado e proveu resultados confiáveis.

Palavras-chave: Solos moles, resistência mecânica não drenada, vane shear test e standard penetration test.

ABSTRACT

The paper presented aims to analyze parameters of undrained mechanical resistance (S_u) in soft clay alluvial soils in the city of Rio Preto da Eva - AM, with emphasis on four specific tests, the Vane Shear Test, Standard Penetration Test (SPT), simple compressive strength and direct shear strength. The purpose of this paper is to determine the differences found in these four described methods and whether the vane test device produced meets the needs. In order to obtain such results, tests were performed in the aforementioned municipality, collection of undisturbed samples for laboratory analysis and production of low cost equipment to perform a reed test. The low cost equipment was designed to perform the type A test as described in NBR 10905/89 to avoid excessive dents in the soil studied. The characterization of the samples included the usual physical and chemical analysis through x-ray diffraction and ray fluorescence spectroscopy. By the end of the research it was possible to determine 2 m deep layers of soft to very soft clay on the river banks, and the values of cohesion and friction angle obtained in the tests were all within the standards described in the literature and by In the end the idealized equipment worked as expected and provided reliable results.

Key words: Soft soils, undrained mechanical strength, vane shear test and standard penetration test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - (a) Geomorfologia dos municípios próximos a cidade de Manaus; (b) descrição das características demonstradas em “a”.	9
Figura 2 - Geomorfologia no Município de Rio Preto da Eva - AM.	10
Figura 3 – Demonstração esquemática: a) unidade octaédrica unitária b) malha estrutural octaédrica.	15
Figura 4 - Demonstração esquemática: a) unidade tetraédrica unitária b) malha estrutural tetraédrica.	16
Figura 5 - Representação esquemática do arranjo estrutural da caulinita.	17
Figura 6 - Representação esquemática do arranjo estrutural da montmorilonita.	17
Figura 7 - Representação esquemática do arranjo estrutural da illita.	18
Figura 8 - Equipamento para ensaio de palheta in situ.	20
Figura 9 - Momento de resistência da força de cisalhamento e equação para equilíbrio do sistema.	21
Figura 10 - Diferentes interpretações para a mobilização de resistência ao cisalhamento do solo.	21
Figura 11 - Influência na resistência ao cisalhamento de solos argilosos com variação do tempo.	23
Figura 12 - Representação do ensaio SPT.	24
Figura 13 - Processo de embuchamento do solo no amostrador.	28
Figura 14 - Representação esquemática do ensaio uniaxial não drenado.	29
Figura 15 - Tensões em corpos cilíndricos submetidos a compressão uniaxial: (a) forças externas e seções de corte, (b) tensões na seção XX: tensão normal $\sigma_1 = P/A$, tensão cisalhante $\tau = 0$, (c) tensão na seção YY iguais a zero.	30
Figura 16 - Tensões e forças em um pequeno elemento de corpo de prova submetido ao teste uniaxial: (a) tensões nos elementos da extremidade, (b) forças sobre os elementos, (c) forças triangulares.	30
Figura 17 - Diagrama para ensaio de cisalhamento direto.	31
Figura 18 - Esquema de tubo tipo Shelby.	33
Figura 19 - Representação esquemática da operação do amostrador de Osterberg.	34
Figura 20 – Localização das áreas de estudo (F1, F2 e F3).	36
Figura 21 - Vista superior do equipamento com dimensões.	37
Figura 22 – a) vista lateral, b) vista frontal e c) vista de fundo. Demonstração do Carro reboque.	37
Figura 23 - Pedais de estabilização para execução do ensaio.	38
Figura 24 - Blocos de concreto para contrabalancear.	39
Figura 25 - (a) desenho técnico da ponteira fechada, (b) ponteira estendida e (c) corte da base da ponteira.	40
Figura 26 - Ponteira fechada.	40
Figura 27 - Ponteira aberta.	41
Figura 28 - (a) desenho técnico da haste de palheta interna a ponteira e (b) detalhamento de corte da palheta.	41
Figura 29- (a) palheta estendida, (b) detalhamento da palheta e (c) demonstração de acomodamento dos tubos internos.	42
Figura 30 - (a) desenho técnico da haste intermediária com posicionamento do sistema de travamento, (b) detalhamento de peças centralizadoras e (c) corte b-b da barra intermediária.	43

Figura 31 - Sistema de travamento na haste intermediária.....	43
Figura 32 - (a) detalhamento de conexão tipo macho; (b) ponteira e peça extensora conectadas sem parafuso; (c) sistema completo e pronto para ensaio.	44
Figura 33 - Conexão para a haste de palheta.	44
Figura 34 - Conexão de haste intermediária.	45
Figura 35 - Conexão de sapata.	45
Figura 36 - Sistema de rosqueamento para conexões.....	46
Figura 37 - Fluxograma para execução do ensaio da palheta.....	46
Figura 38 - Vão de passagem para ponteira.	47
Figura 39 - (a) parafuso tipo fuso em total extensão de compressão e (b) parafuso em extensão de relaxamento de tensão.....	48
Figura 40 - (a) contador analógico de ângulo, (b) torquímetro tipo vareta.	48
Figura 41 - Guinchos manuais instalados na frente do carro reboque.....	49
Figura 42 - Alças de engate para guincho manual.....	49
Figura 43 - Sistema de remoção das hastes de perfuração.	50
Figura 44 - Execução do Ensaio de Sondagem no Primeiro Ponto.....	51
Figura 45 - Execução do Ensaio de Sondagem no Segundo Ponto, destacado em vermelho a posição do ensaio de palheta.	52
Figura 46 - Execução do Ensaio de Sondagem no Terceiro Ponto.	52
Figura 47 - Coleta de amostras indeformadas. (a) limpeza lateral do cilindro para a retirada; (b) retirada do molde e cravação; (c) embalagem para evitar perda de umidade.....	54
Figura 48 - (a) corte do tubo em pvc com auxílio de serra; (b) amostra indeformado antes da moldagem.	54
Figura 49 - Moldagem do corpo de prova para ensaio de compressão simples.	55
Figura 50 - Disposição da amostra no equipamento pronta para início de ensaio.	55
Figura 51 - Prensa analógica para ensaio de compressão simples.	56
Figura 52 - Fluxograma para execução do ensaio de resistência a compressão simples.	56
Figura 53 - (a) Retirada da amostra indeformada do cilindro de pvc; (b) moldagem do corpo de prova para execução de ensaio.....	57
Figura 54 - Acondicionamento do CP na caixa cisalhante.....	57
Figura 55 - Posicionamento de aparato para carga tensão normal.	58
Figura 56 - Posicionamento dos LVDTs e montagem de equipamento pronta para ensaio.....	58
Figura 57 - Corpo de prova após o rompimento total.....	59
Figura 58 - Equipamento para cisalhamento direto no Laboratório de Mecânica dos Solos (UFAM).....	59
Figura 59 - Curvas granulométricas para seis amostras referentes as áreas analisadas.	62
Figura 60 - Gráfico de classificação de solos pelo sistema unificado.....	64
Figura 61 - Curvas de resistência a compressão simples de amostras de solos.....	65
Figura 62 - Corpo de prova do Furo 01 rompido.	67
Figura 63 - (a) corpo de prova no furo 2 rompido; (b) corpo de prova do furo 3 rompido.....	67
Figura 64 - Corpo de prova rompido para amostras do Furo 1.	69
Figura 65 - Resistência ao cisalhamento não drenado do Furo 1.	70
Figura 66 - Escavação prévia de solo para a exclusão de material orgânico.....	71
Figura 67 - Resistência ao cisalhamento não drenado do Furo 2.	72
Figura 68 - Terceiro ponto de estudo, área alagada em igarapé que deságua no Rio Preto da Eva.....	73
Figura 69 - Resistência ao cisalhamento não drenado do Furo 3.	73
Figura 70 - Análise mineralógica no solo oriundo do Furo 01, via DRX.	74
Figura 71 - Compostos químicos presentes no solo de Furo 01, via ensaio de FRX.	74

Figura 72 - Análise mineralógica no solo oriundo do Furo 02, via DRX.	75
Figura 73 - Compostos químicos presentes no solo de Furo 02, via ensaio de FRX.	75
Figura 74 - Análise mineralógica no solo oriundo do Furo 03, via DRX.	76
Figura 75 - Compostos químicos presentes no solo de Furo 03, via ensaio de FRX.	76
Figura 76 – (a) representação isométrica do 1º modelo do carro; (b) representação do funcionamento imaginado.	77
Figura 77 - Funcionamento das cordas improvisadas durancravamento da ponteira.....	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Caracterização de solos através no N _{spt}	25
Tabela 2 - Vantagens e desvantagens encontradas no Standard Penetration Test.....	25
Tabela 3 - Fatores influenciadores no resultado de N _{spt}	26
Tabela 4 - Propriedades Físicas das amostras indeformadas de solos.....	61
Tabela 5 - Resultados dos limites de liquidez, plasticidade, contração e índice de plasticidade.	63
Tabela 6 - Picos de resistência à compressão simples.....	66
Tabela 7 - resumo de resistência ao cisalhamento dos solos estudados.....	68
Tabela 8 - Classificação concernente a sensibilidade dos solos argilosos quanto a resistência ao cisalhamento não drenado.....	71
Tabela 9 - Valores de tensão admissível dos ensaios de SPT.	81

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
OBJETIVOS.....	12
GERAL.....	12
ESPECÍFICOS	12
ESTRUTURA DO TRABALHO	12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1. Solos Moles.....	13
2.1.1 Origem e Formação dos Depósitos Moles	13
2.1.2 Constituição Mineralógica dos solos moles.....	15
2.1.2.1 Tipos de argilominerais.....	16
2.2. Caracterização dos solos.....	18
2.3. Investigações Geotécnicas.....	18
2.3.1 Ensaio da palheta (<i>vaneshcartest</i>).....	19
2.3.1.1 Equipamento e processo de ensaio.....	19
2.3.1.2 Determinação do S_u.....	20
2.3.1.3 Fatores de influência para interpretação dos resultados.....	22
2.3.2 Standard Penetration Test (SPT).....	23
2.3.2.1 Fatores influenciadores no NSPT.....	25
2.3.2.2 Correções de NSPT.....	26
2.3.2.3 Resistência lateral e de ponta.....	27
2.3.3 Resistência à compressão simples (RCS).....	28
2.3.4 Resistência ao cisalhamento direto.....	31
2.3.5 Coleta de amostras indeformadas.....	32
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	35
3.1. Área de estudo.....	35
3.2. Metodologia.....	36
3.2.1 Equipamento de Ensaio de Palheta.....	36
3.2.1.1 Carro reboque.....	37
3.2.1.2 Blocos de concreto.....	38
3.2.1.3 Hastes de penetração.....	39
3.2.1.3.1 Ponteira.....	39
3.2.1.3.2 Peças de conexão extensora.....	44
3.2.1.4 Execução de ensaio.....	46
3.2.1.4.1 Procedimento com carro reboque.....	47
3.3. Custos do equipamento.....	50
3.4. Ensaios.....	50
3.4.1 Standard Penetration Test (SPT).....	50
3.4.2 Caracterização física.....	52
3.4.3 Caracterização mecânica.....	52

3.4.3.1 Resistência à compressão simples (RCS).....	53
3.4.3.2 Resistência ao cisalhamento direto.....	56
3.4.4 Caracterização química e mineralógica.....	59
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	60
4.1 Da investigação in loco.....	60
4.2 Da caracterização física.....	60
4.2.1 Índices físicos.....	60
4.2.2 Análise Granulométrica.....	61
4.2.3 Limite de plasticidade.....	63
4.2.4 Classificação de solos.....	63
4.3 Da caracterização mecânica.....	64
4.3.1 Resistência à compressão simples.....	64
4.3.2 Resistência ao cisalhamento direto.....	68
4.3.3 Ensaio da palheta	69
4.4 Da análise química e mineralógica.....	74
4.4 Das dificuldades encontradas com equipamento de baixo custo.....	77
4.5 Da comparação dos resultados obtidos.....	80
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	83
5.1 Conclusões sobre a pesquisa.....	83
5.2 Sugestões para pesquisas futuras.....	84
REFERÊNCIAS.....	86

O município de Rio Preto da Eva está situado nas margens do rio que nomeia a cidade próximo ao km 80 da Rodovia Am-010, detem uma área territorial de 5.815,622 km² e cerca de 32.577 habitantes (IBGE, 2018). A cidade detem uma característica que foi levada em consideração para essa pesquisa, nas margens do rio principal que atravessa o município há um depósito de solos quaternários (Figura 2), o que aumenta as chances de se encontrar solos argilosos moles. Rio Preto da Eva tem sua economia voltada para a agricultura, principalmente no cultivo e produção de cítricos. Outra forma de renda que vem crescendo nos últimos anos é o do turismo rural que é impulsionado pelos atrativos naturais, como os igarapés e o tradicional café regional trazendo por fim visitação de um grande público que se desloca de Manaus e localidades adjacentes nos fins-de-semana (OLIVEIRA, 2010). Como uma parte considerável da renda vem do turismo, investimentos em infraestrutura nos locais próximos aos rios e igarapés do município tendem a cada dia ganhar maior notoriedade, portanto análises adequadas quanto ao tipo de solo são muito interessantes nos aspectos da engenharia de desenvolvimento da região.

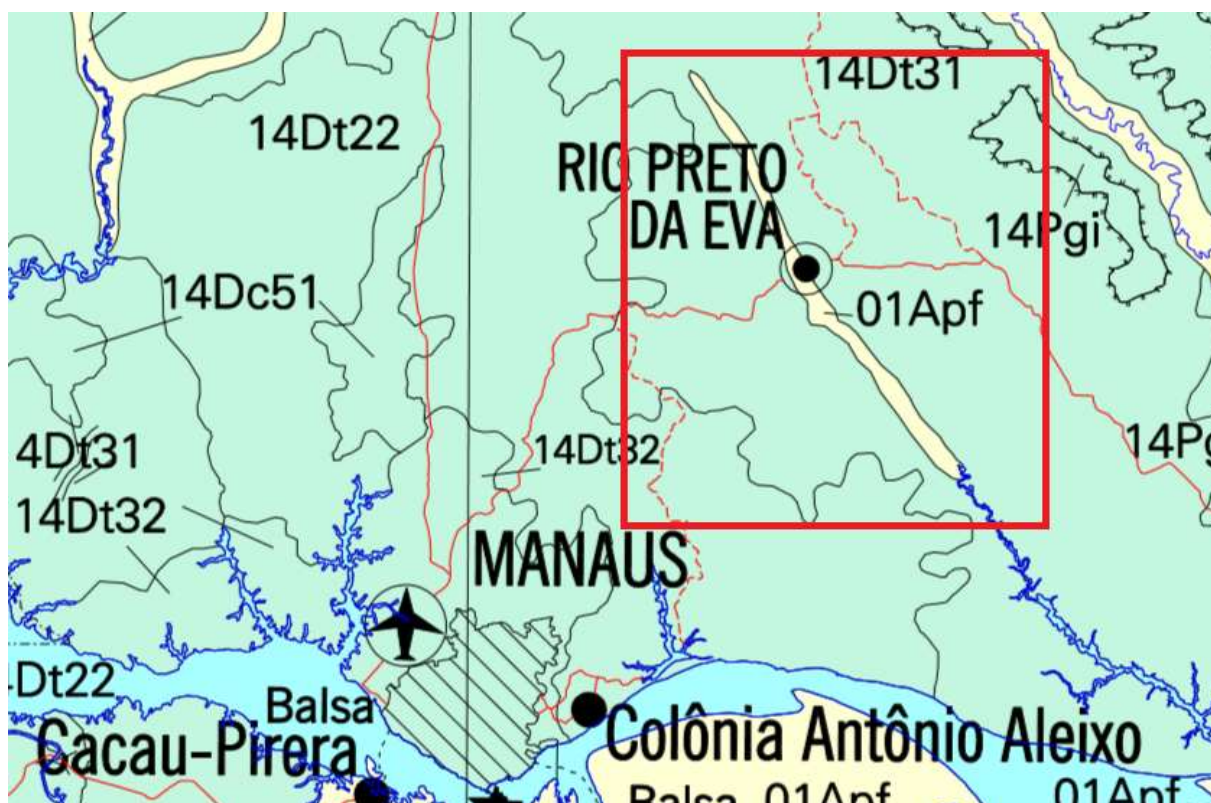


Figura 2 - Geomorfologia no Município de Rio Preto da Eva - AM.

Fonte: adaptado do IBGE (2010)

A necessidade de estudar o comportamento do solo não vem dos tempos atuais,

Coulomb, Rankine e Darcy, já o faziam em séculos passados (OLIVEIRA, 2015). No século XX, várias obras acabaram por ser consideradas fracassadas, apesar de estudos voltados para solos já existirem, estes pecavam pela falta de diversidade nas análises de diferentes tipos de solo e pela escassez de instrumentação mais precisa. Terzaghi evidenciou, em 1936, que os cálculos feitos para solos não deveriam ser os mesmos referentes a aço e concreto, em razão dos solos não possuírem definição fixa de seus parâmetros e comportamentos (PINTO, 2006).

Segundo a NBR 6484/01, solos moles são predominantemente argilosos e apresentam NSPT entre três e cinco golpes/30 cm. Exibem resistência ao cisalhamento extremamente baixa, relativa homogeneidade e compressibilidade. Para o desenvolvimento de edificações sobre esses solos é de suma importância o estudo adequado das características e resistências do solo. Para Pinto (2000), os investimentos feitos em análises laboratoriais e ensaios de campo para o aprimoramento das investigações técnicas, se justificam.

No estado do Amazonas é de praxe a análise de resistências não drenadas (s_u) em solos argilosos através do método Standard Penetration Test (SPT), sendo que a literatura demonstra que o uso deste método não se faz adequada, sendo ideal a complementação deste por outros métodos de análises, como o Ensaio de Palheta (*Vane Shear Test*) (COLLET, 1978). Comparações determinadas entre os resultados encontrados por meio dos métodos citados, apresentam discordância, o que levaria a interpretações e aplicações de fatores de segurança diferentes em cada caso.

Quando analisado o Ensaio de Palheta, evidencia-se a tendência da obtenção de valores para s_u não conservativas sendo diferentes aos obtidos em laboratório, diferença essa podendo estar relacionada à perturbação das amostras nas etapas de manuseio e na alteração das condições de pressão a que estão submetidas (COLLET, 1978). Devido à citada discrepância Bjerrum (1973) propôs um fator de correção a ser aplicado ao valor de s_u , quando encontrado pelo *vane shear test*.

O presente estudo analisará os resultados obtidos pelo equipamento de baixo custo desenvolvido para o Ensaio de Palheta e irá comparar estes valores com os obtidos através do SPT, RCS e cisalhamento direto, afim de evidenciar essa diferença.

OBJETIVOS

GERAL

Analisar mecanicamente solos argilosos moles no município de Rio Preto da Eva – AM.

ESPECÍFICOS

- Desenvolver equipamento de baixo custo para execução de *Vane Shear Test* (Ensaio de Palheta) de acordo com a NBR 10905/89;
- Analisar em laboratório, amostras indeformadas de solo, por meio de ensaio de resistência à compressão simples e resistência cisalhamento direto;
- Caracterizar física e quimicamente as amostras de solo;
- Correlacionar a resistência à compressão simples e cisalhamento direto obtidos em ensaios laboratoriais com os resultados do Ensaio de Palheta e do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) para SPT.

ESTRUTURA DO TRABALHO

O capítulo 1 apresenta a introdução e os objetivos geral e específicos da dissertação.

O capítulo 2 mostra a revisão bibliográfica, a qual aborda: os solos moles: origem, formação, constituição mineralógica e tipos de argilominerais; caracterização dos solos; investigação geotécnica: ensaio de palheta, standard penetration test (SPT), resistência a compressão simples (RCS) e resistência ao cisalhamento direto.

O capítulo 3 descreve os materiais utilizados na pesquisa e os procedimentos realizados nos ensaios de caracterização dos materiais.

O capítulo 4 apresenta os resultados e discussões dos procedimentos realizados.

O capítulo 5 mostra as conclusões obtidas, além de sugestões para pesquisas futuras.

2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Solos Moles

Solos moles tem consistência predominantemente argilosa, com valor de N_{SPT} entre 3 e 5. É um solo de origem sedimentar (aluvionar), com resistência ao cisalhamento extremamente baixa, saturado, muito compressível e relativamente homogêneo em toda a profundidade do depósito (CADETE, 2016).

Através de seus estudos, Terzaghi e Peck (1967) classificaram os solos moles como sendo aqueles que detêm o s_u inferior a 50kPa, devendo-se ressaltar que esta resistência varia em decorrência da velocidade de dissipação da pressão nos poros, das características físicas e químicas referentes ao depósito e das condições de drenagem (COUTINHO, 1967).

As maiores características dos solos moles são a alta compressibilidade e baixa consistência, permeabilidade e resistência. Massad (2003) definiu os solos moles como zonas de baixa resistência e elevada umidade, assim como locais que podem gerar recalques consideráveis, tendo como propriedades a heterogeneidade. Ambientes com deposição de argilas moles podem ser depositados em água doce, salgada ou salobra e ocorre em várzea ou planícies de inundação e praia (BELLO, 2011).

2.1.1 Origem e Formação dos Depósitos Moles

Faz-se de suma importância o conhecimento de origem e formação dos solos moles, para que a compreensão de alguns aspectos específicos necessários à engenharia seja obtida. Dentro desse conhecimento é importante considerar a constituição mineralógica dos solos, justificada a ação visto que o tipo de argilomineral está diretamente relacionado à origem e formação dos solos (PÓVOA, 2016). Massad (1998) ressaltou que os solos moles na zona costeira do Brasil foram formados devido às oscilações do nível do mar durante o Quaternário. Neste período ocorreram dois ciclos de sedimentação, um no Pleistoceno e outro no Holoceno, entremeados por um processo erosivo muito intenso, durante a última glaciação do globo.

O período classificado como pleistoceno é o conhecido como o primeiro ciclo de formação de solos moles, ocorrido há cerca de cento e vinte mil anos, quando o nível do mar teve elevação aproximada de oito metros, com isso, houve a origem da Formação Cananéia (PÓVOA,2016). Após essa Formação, aconteceu um fenômeno de glaciação, cerca de quinze mil anos atrás, reduzindo a altura do mar em cento e trinta metros, levando grande parte da água

para os polos e regiões setentrionais. Devido a este fato, um largo processo erosivo foi iniciado, removendo por fim uma grande porcentagem dos sedimentos depositados.

Ao final da glaciação iniciou-se o segundo ciclo (Holoceno), onde o nível da água subiu quatro metros, o que originou os depósitos atuais. Ao final do Holoceno, um lento processo de regressão do mar teve início (MASSAD, 1998), com isso em vista pode-se compreender um leve pré-adensamento nas camadas superficiais desses depósitos sedimentares (PÓVOA, 2016).

Para determinar a origem dos solos moles na região metropolitana de Manaus é necessário falar dos períodos em que estes foram moldados. Começando pelo Paleozoico que de acordo com Cunha et al. (2007) foi caracterizado pela sequência sedimentar de Ordovício-Devoniana, Devono-Tournaisiana, Neoviseana, Pensilvaniano-Permiana. Durante a Orogênese Allegheniana cerca de mil metros de Formação Andirá da Bacia do Amazonas foi erodida (CUNHA, 2007). De acordo com o relatório do Programa Geologia do Brasil elaborado pela Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais (CPRM) em 2016, este período é associado a colisão de dois antigos continentes Laurásia e Gondwana, que provocou fraturamentos em toda região Setentrional da América do Sul, por fim gerando uma discordância regional que se estende até a Bacia do Paraná.

No Cenozoico a Bacia do Amazonas experimentou movimentação essencialmente transcorrente de natureza dextral (WANDERLEY FILHO, 1991). Para esse autor, a reativação de falhas NW-SE, vieram culminar com a deposição dos sedimentos da Formação Alter do Chão tida até então como do Cretáceo superior. O quadro da formação cenozoica nas Bacias do Amazonas e Solimões teve origem da ação de contato entre as placas do Caribe e da América do Sul e seus reflexos no domínio intraplaca estão relacionados ao binário dextral que resulta da roto-translação da Placa Sul-Americana para NW (COSTA e HASUI, 1991).

Costa (2002) destacou que os dados sísmicos indicam dois eventos tectônicos cenozoicos que afetaram a região amazônica, causando a deformação de toda a sequência sedimentar Cretáceo-Terciária, gerando movimentação salífera na região de Nova Olinda.

Destacado por Hasui (1990), o tectonismo presente na área de estudo é derivado de uma interação direta de esforços associados ao binário dextral, o que age até os dias atuais, junto aos esforços compressoriais provenientes da interação complexa entre a borda da placa tectônica do Caribe e Sul-americana. Os registros desse comportamento rúptil estão presentes nas rochas que compõe o embasamento pré-cambriano, assim como no paleozoico e cenozóico,

consermente aos terraços aluvionáres os alinhamentos de alguns rios do tipo “dogleg”, existentes em vários trechos do rio Amazonas, ocorreram por transcorrências destrais (RIKER et al., 2018)

2.1.2 Constituição Mineralógica dos solos moles < 2 µm

As argilas são formadas em boa parte por partículas de cristais, de dimensões demasiada reduzidas, contendo em sua estrutura mica e camadas de minerais. Dois tipos de unidades estruturais estão presentes na maioria dos argilo minerais (GRIM, 1953). A primeira consiste em duas camadas bem compactadas de átomos de oxigênio ou hidrogênio com alumínio, ferro ou magnésio envolvidos em uma configuração octaédrica, sendo equidistantes em seis átomos de oxigênios ou hidrogênios (Figura 3).

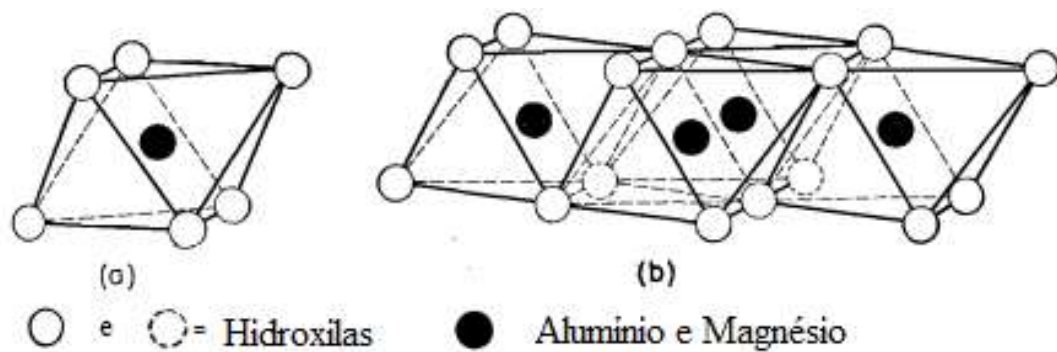


Figura 3 – Demonstração esquemática: a) unidade octaédrica unitária b) malha estrutural octaédrica.

Fonte: adaptado de GRIM (1953)

A segunda unidade é produzida a partir de tetraedros de sílica. A malha tetragonal é organizada de tal forma a gerar conexões hexagonais, repetindo-se indefinidamente tendo em sua composição $\text{Si}_4\text{O}_6(\text{OH})_4$ (Figura 4). As conexões isoladas dos tetraedros são desenvolvidos de maneira a gerar uma camada contínua, onde as bases das moléculas estão direcionadas para

o mesmo sentido.

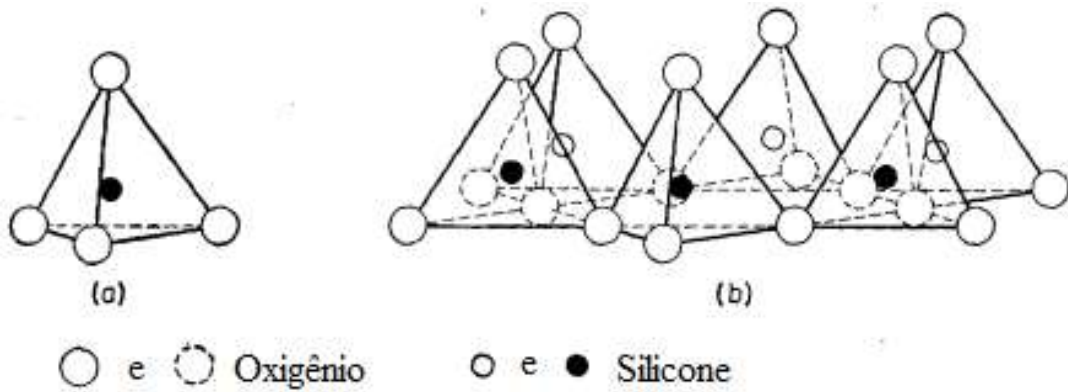


Figura 4 - Demonstração esquemática: a) unidade tetraédrica unitária b) malha estrutural tetraédrica.

Fonte: adaptado de GRIM (1953)

2.1.2.1 Tipos de argilominerais

Dentre os argilominerais mais comumente encontrados em meio natural, pode-se citar a caulinita que apresenta ligação entre uma folha tetraédrica e uma octaédrica através de um átomo de oxigênio gerando assim uma estrutura polarizada que se mantém estável na presença de água (MITCHELL, 1996). A caulinita não é expansiva e apresenta baixa plasticidade e coesão quando comparada aos demais argilominerais.

Outra formação de argilominerais são as illitas, que são constituídas por uma lâmina de gibbsita ligada a duas lâminas de sílica, sendo as camadas conectadas por íons de potássio. Não é expansiva, pois suas camadas estão rigidamente ligadas, tendo um espaçamento basal de 10 Å entre as camadas. A montmorilonita é um dos tipos de argilas mais encontrados, detem estrutura similar as illitas, porém apresenta expansibilidade na presença de água, ocorrendo devido ao fato deste grupo não obter íons de potássio presentes como a illita, atraindo por fim grandes moléculas de água para os espaços entre as camadas.

A Figura 5, 6 e 7 fornecem esquemas das estruturas cristalinas da caulinita, da montmorilonita e da illita.

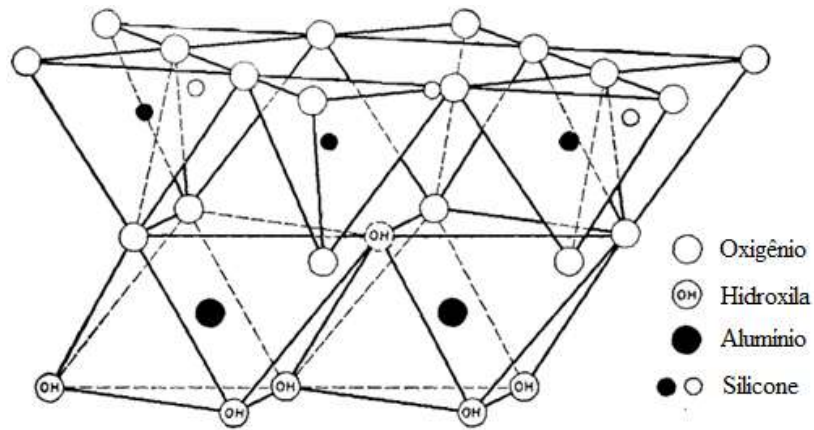
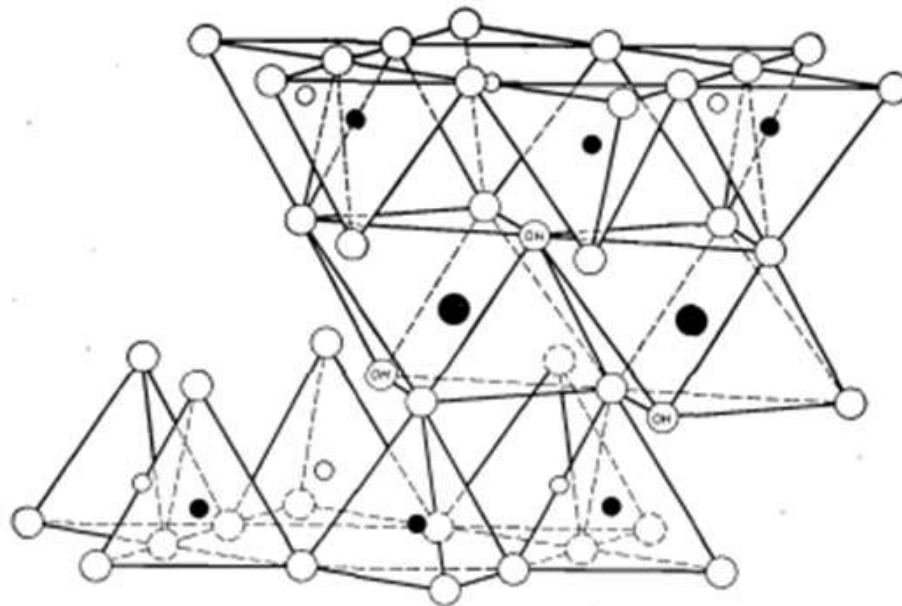


Figura 5 - Representação esquemática do arranjo estrutural da caulinita.

Fonte: adaptado de GRIM (1953)



Cátions Permutáveis

$n \text{H}_2\text{O}$

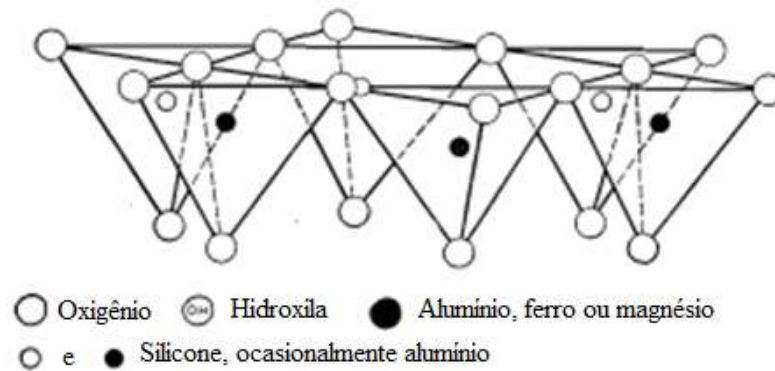


Figura 6 - Representação esquemática do arranjo estrutural da montmorilonita.

Fonte: adaptado de GRIM (1953)

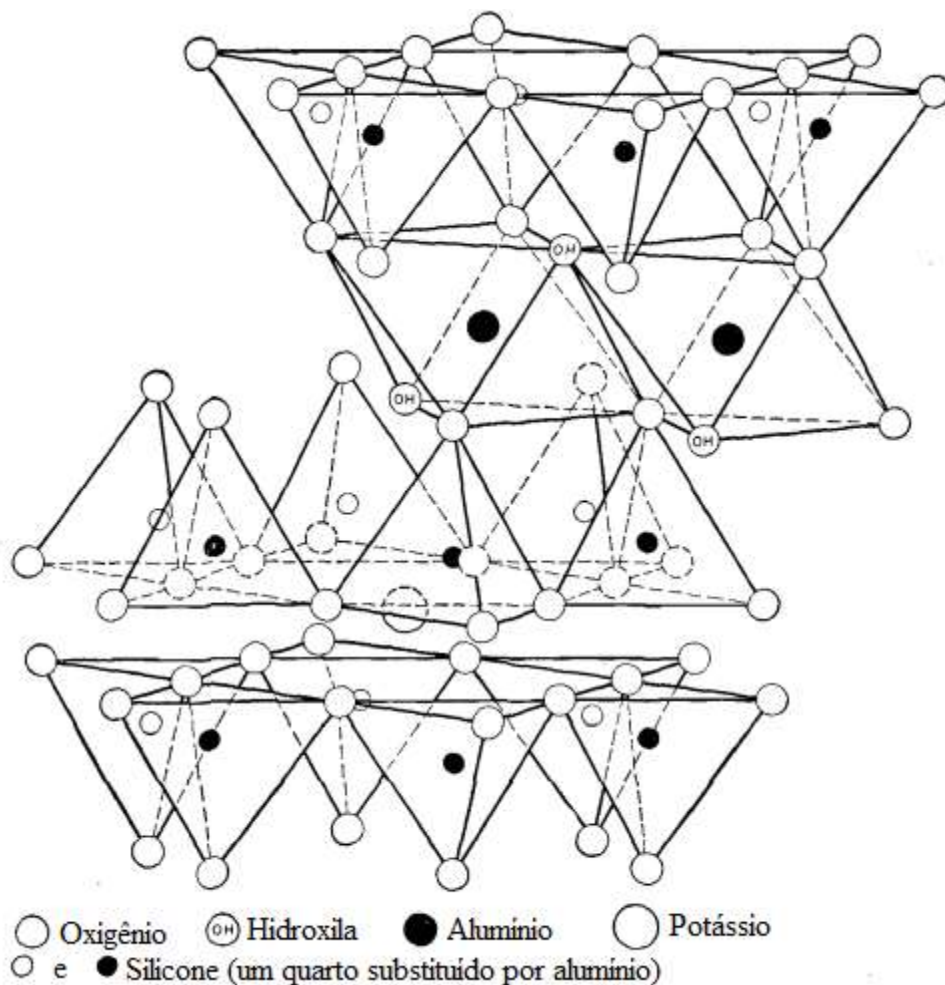


Figura 7 - Representação esquemática do arranjo estrutural da illita.

Fonte: adaptado de GRIM (1953)

2.2. Caracterização dos solos

De acordo com Futai (2010), os solos moles devem apresentar resistência não drenada inferior a 25 kPa, ou índice de consistência menor que 0,5, ou N_{SPT} menor que 2 golpes/30 cm. Futai (2010) comentou em seu trabalho que existe a possibilidade da existência de solos tão moles que o N_{SPT} seria zero, ou seja, o amostrador penetra a região apenas com o peso próprio do conjunto haste + amostrador, sem necessidade de golpes. A NBR 6484/01 apresenta cinco tipos de classificação para solos argilosos, variando de muito moles (N_{SPT} menor que dois) a duros (N_{SPT} maior que dezenove).

2.3. Investigações Geotécnicas

Realizar investigações geotécnicas para a boa execução da engenharia é condição indispensável, visto que será o solo o ambiente a resistir às tensões estruturais gerais. Com as

devidas análises se tem a profundidade do nível d'água, além da estratigrafia das camadas do depósito e a estimativa de suas características geomecânicas (CADETE, 2016).

2.3.1 Ensaio da palheta (*vanesheartest*)

A resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) é um dos vários tipos de parâmetros característicos dos solos, para a determinação da citada especificação em ensaios no campo e laboratório que podem ser administrados, como exemplo o ensaio de compressão não confinada, ensaio de compressão triaxial não drenada, ensaio de palheta (FAYOLLE, 2016). Éden (1996), em seu trabalho, demonstra que o ensaio de palheta em campo para a determinação do S_u é tão relevante quanto os ensaios em laboratório, justificando tal afirmação frente à possibilidade de se evitar o relaxamento de tensões e a deterioração da amostra, além do menor custo.

2.3.1.1 Equipamento e processo de ensaio

O sistema é composto por uma palheta cruciforme (Figura 8) com lâminas perpendiculares entre si, espessura igual a dois milímetros, altura de cento e trinta milímetros e diâmetro com sessenta e cinco milímetros. O ensaio pode ser realizado em laboratório ou em campo, sendo que “*in situ*” a NBR 10905 permite duas formas para a sua execução: com pré-perfuração ou sem perfuração de fuso. A pré-perfuração consiste em perfurar o solo com um diâmetro maior que o da palheta até 50 cm antes da profundidade de ensaio, depois a palheta é inserida no solo. No caso sem perfuração, o equipamento é inserido diretamente no solo com uma sapata de proteção da palheta até 50 cm antes da profundidade de ensaio e então a palheta sai da proteção até a distância desejada. Na literatura, pode-se encontrar afirmações dizendo que os ensaios sem a perfuração prévia apresentam melhores resultados (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Um dos fatores para se chegar nesse resultado leva em conta que a tensão gerada pelo solo retirado de cima da região estudada influencia diretamente nas análises.

Depois da inserção, um tempo de espera é necessário antes do início da rotação da palheta (entre um e cinco minutos) para dissipar o excesso de pressão gerada, sendo esse período para início de ensaio discutido por Blight (1968). Nos trabalhos de Flaate (1966) e de Chandler (1988), é definida uma velocidade de rotação padrão da palheta de seis graus por minuto, sendo esta velocidade adotada como padrão pela Norma Brasileira (NBR 10905).

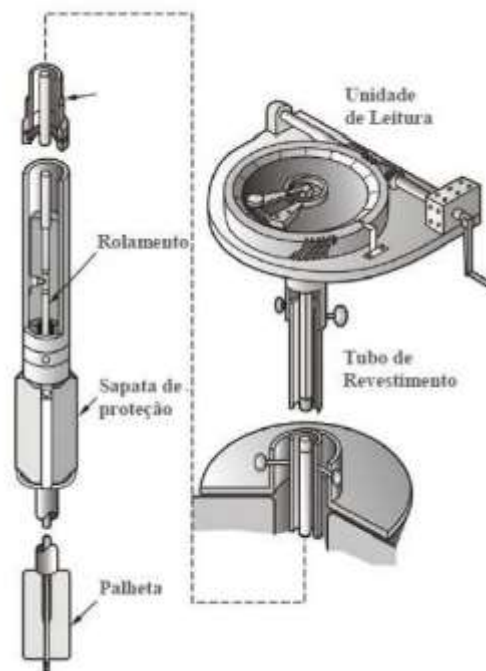


Figura 8 - Equipamento para ensaio de palheta in situ.

Fonte: ORTIGÃO E COLLET (1987)

No caso em que se busca a resistência não drenada de um solo com granulometria mais grossa do que a argila (solo siltoso), com o ensaio padrão, pode-se realizar drenagem parcial (FAYOLLE, 2016).

2.3.1.2 Determinação do S_u

Para determinar a resistência não drenada é necessário obter o torque máximo computado durante a execução ensaio, porém é necessário definir certas hipóteses citadas por Flaate (1966). Primeiro a resistência é determinada para condições não drenada e segundo, considera-se que a inserção da palheta não gera consolidação antes do cisalhamento do solo. Supõe-se que as resistências não drenadas horizontais e verticais são iguais, para permitir a determinação da resistência com apenas um ensaio sendo definido que a ruptura acontece ao longo da superfície da palheta (FAYOLLE, 2016). Sabendo-se que para gerar ruptura no solo o torque (T) deve ser igual à soma do momento resistente a força de cisalhamento ao longo da superfície lateral do cilindro de solo (R_c) (Figura 9), com o momento de resistência em cada extremidade da palheta (R_e).

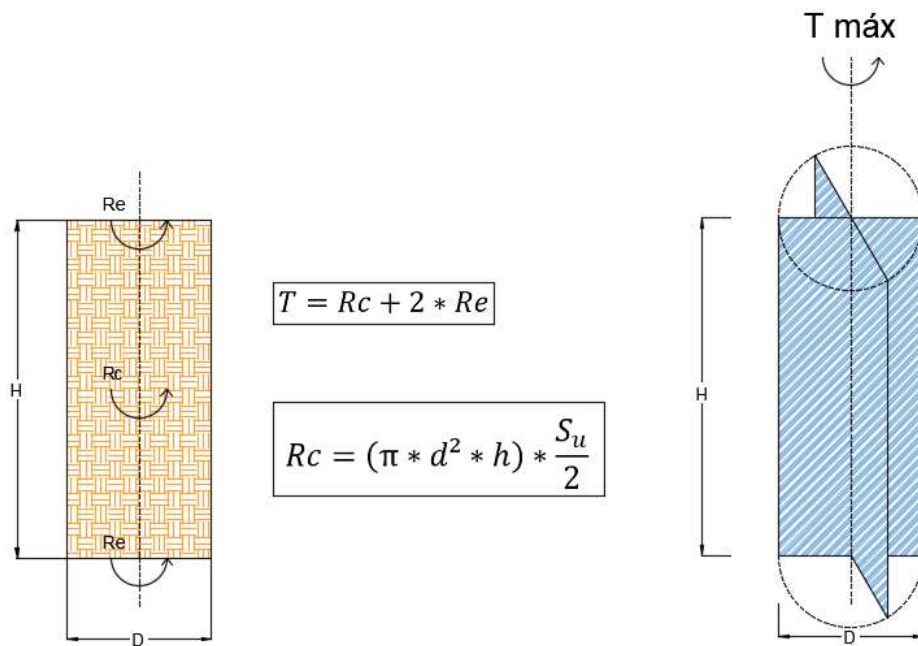


Figura 9 - Momento de resistência da força de cisalhamento e equação para equilíbrio do sistema.

Re pode variar a partir da interpretação de distribuição da resistência ao cisalhamento no cilindro do solo resistente, podendo ser em formato triangular, uniforme ou parabólica (Figura 10). Esta interpretação irá influenciar na escolha adequada do fator β que é aplicado na Equação I:

$$Re = \beta * \left(\frac{D^3}{4}\right) \quad (I)$$

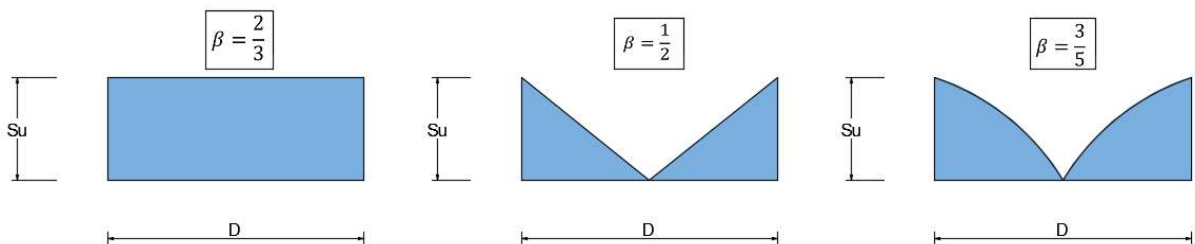


Figura 10 - Diferentes interpretações para a mobilização de resistência ao cisalhamento do solo.

O desenvolvimento da formulação da resistência não drenada ao cisalhamento é baseado sobre o fato de que a ruptura ocorre na superfície da palheta, portanto de acordo com a Equação II:

$$S_u = 0,86 * \frac{T_{m\acute{a}x}}{\pi D^3} \quad (II)$$

Onde $T_{m\acute{a}x}$ é o torque máximo e d é o diâmetro da palheta.

2.3.1.3 Fatores de influência para interpretação dos resultados.

Alguns dos fatores que influenciam a medição e interpretação dos resultados, obtidos através do *vanetest* são a velocidade de rotação, a espessura e formato da palheta, o lapso de tempo entre a inserção da palheta e a rotação. Roy e Leblanc (1986) classificam em seu estudo um coeficiente α , denominado como coeficiente de remodelação, que está relacionado à forma geométrica da palheta. Quanto mais elavado α maior será a resistência ao cisalhamento, sendo que este parâmetro é diretamente proporcional à espessura e inversamente proporcional ao diâmetro.

No tocante à espessura da palheta, Cerato e Lutenegger (2004) realizaram ensaios variando a espessura do equipamento, sendo esta variação entre 1,58mm e 6,35mm. Ao final do trabalho, resultados semelhantes aos de Roy e Leblanc (1986) foram obtidos, corroborando com o exposto acima em que a resistência não drenada ao cisalhamento é diretamente relacionada à espessura das palhetas.

O efeito do tempo de espera sobre resistência foi investigado por Roy e Leblanc (1986), levando em consideração períodos de espera de 15 min até 10.000 min para dois tipos de argilas. Pode-se observar na Figura 11 que o devido aguardo para a execução do ensaio influencia significativamente, onde a primeira argila tem um aumento de 20% e a segunda 17,5% após cinco horas de espera.

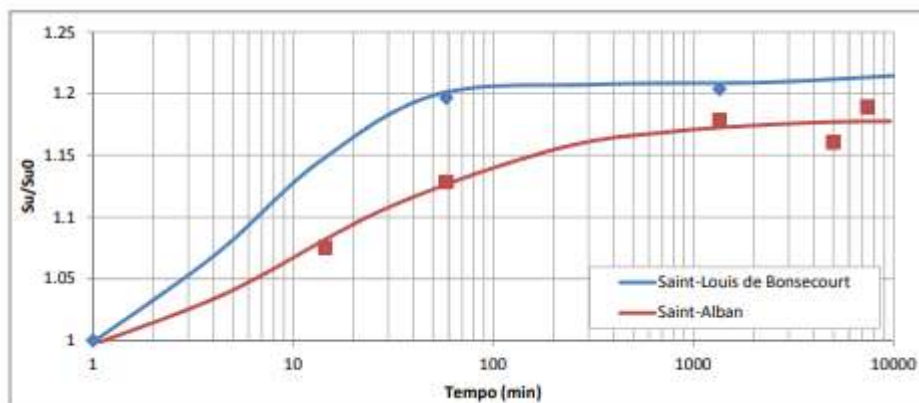


Figura 11 - Influência na resistência ao cisalhamento de solos argilosos com variação do tempo.

Fonte: ROY e LEBLANC (1986)

Esse fenômeno ocorre devido ao excesso de poropressão gerada durante a inserção do equipamento no solo que, por sua vez, gera deformações pontuais próximas à palheta e que necessitam de um tempo para a acomodação da região estudada. Estes resultados demonstram que a consolidação tem um papel muito importante nas análises do ensaio.

A velocidade de rotação empregada no experimento apresenta-se como um fator determinante para a avaliação dos resultados (FAYOLLE, 2016). Roy e Leblanc (1986) realizaram análises para taxas de rotação variantes de $0,1^\circ/s$ à $2^\circ/s$ para dois tipos de argilas e os resultados obtidos demonstraram que o S_u para velocidades baixas ($< 0,22^\circ/s$) é mais elevado, ocorrendo situação similar ao descrito no processo de inserção da palheta no solo não modificado. Fayolle (2016) evidenciou que existe um consenso em que valores baixos de velocidade geram resistências maiores na análise do solo, porém, em contrapartida, para certos materiais, o aumento de velocidade pode implicar em um aumento de resistência causado pelo efeito viscoso da amostra. Por fim, a análise deste ensaio demonstra demasiada complexidade, o que gerou diversos estudos referentes ao tema (CHANDLER, 1988; TORSTENSSON, 1977; BISCONTIN e PESTANA, 2001).

2.3.2 Standard Penetration Test (SPT)

Um dos ensaios mais difundidos para investigações geotécnicas é o ensaio de SPT (SCHNAID, 2000), este sendo o mais usado no Brasil, devido a sua rápida execução, baixo custo, fornecimento de classificação tátil-visual do solo e parâmetros de resistência (N_{SPT}) (CUNHA, 2016).

Através deste ensaio é possível obter a estratigrafia do terreno ao longo do furo de

sondagem e a resistência à cravação do amostrador padrão aos golpes de um martelo. As amostras representativas de solo são coletadas a cada metro de profundidade, por meio de um amostrador-padrão de 50 mm de diâmetro externo, que permite a descrição tátil-visual da amostra ao longo do furo de sondagem (PEREIRA, 2015).

O procedimento de execução do ensaio consiste na cravação do amostrador-padrão no fundo de uma escavação, sendo esta revestida ou não, usando-se um peso de 65 kg caindo de uma altura de 750 mm (Figura 12). O número de golpes necessários para cravar o amostrador no solo em 300 mm, após uma ação inicial de 150 mm, é chamado de N_{SPT} .

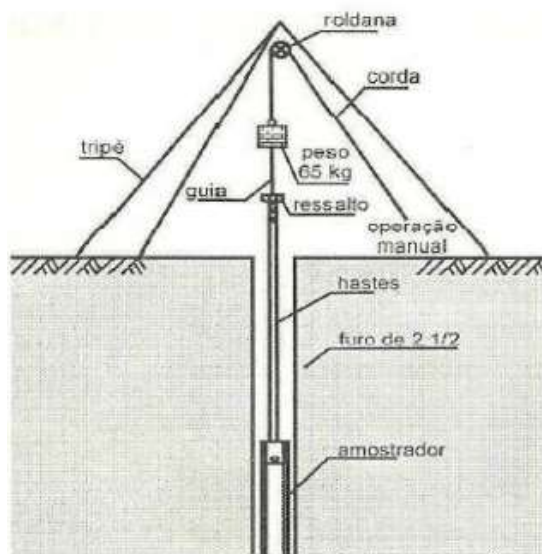


Figura 12 - Representação do ensaio SPT.

Fonte: SCHNAID (2000)

O experimento evidenciado sofre diversas críticas na literatura, como exposto por Odebrecht (2003), devido às disparidades encontradas em análises executadas nos mesmos locais, diversidade de procedimentos e equipamentos. O índice de resistência a penetração (N_{SPT}), compactidade, consistência e tipo de solo ajudam a classificar as camadas analisadas segundo as especificações da ABNT (NBR 6484/01) constante na Tabela 1.

A classificação das camadas de solo é realizada em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), tipo de solo, consistência ou compactidade (Tabela 1), cor, origem e presença ou não de materiais diversos na amostra.

Tabela 1 - Caracterização de solos através no Nspt.

Solo	Índice de resistência à Penetração (Nspt)	Designação
Areia e silte arenoso	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco Compacta (o)
	9 a 18	Medianamente Compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito Compacta (o)
Argila e silte argiloso	≤ 2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: NBR 6484 (2001)

A Tabela 2 apresenta uma síntese das vantagens e desvantagens da utilização do SPT como ferramenta de investigação geotécnica e ambiental, encontradas na literatura (SCHNAID, 2000 e CAVALCANTE, 2002).

Tabela 2 - Vantagens e desvantagens encontradas no Standard Penetration Test.

Vantagens	Desvantagens
Simplicidade e rapidez na execução;	Diversos procedimentos de execução;
Coleta de amostras deformadas para caracterização;	Grande número de empresas executoras, incorporando modificações no ensaio ou até mesmo não realizar a manutenção necessária no equipamento utilizado
Baixo custo financeiro	Precária análise e controle da energia transferida ao amostrador padrão;
Informações suficientes para projetos de fundação de obras correntes;	
Permite a determinação direta do nível d'água do subsolo;	Capacitação precária das equipes ocasionando vícios na execução;
Mundialmente utilizado, em função de muita experiência acumulada no meio técnico e da ampla utilização em correlações;	

Fonte: PEREIRA (2015)

2.3.2.1 Fatores influenciadores no Nspt

É de consenso na literatura que o ensaio de SPT tem suas características e pode variar mediante a vários fatores. Odebretch (2003) classificou que os valores do N_{SPT} encontrado por tal experimento é variante principalmente pelos fatores humanos (maneiras de execuções típicas, frequência de golpes do martelo, treinamento precário e etc.), equipamentos (falta de manutenção e padronização) e procedimentos (utilização de procedimentos inadequados para solos não típicos). Carvalho (2012) fez uma grande análise sobre os fatores de influência sofridos no ensaio, os quais podem ser observados de forma simplificada na Tabela 3. Com as constatações demonstradas pelo autor é possível compreender o porquê deste método, apesar de largamente difundido, receber duras críticas da comunidade acadêmica.

Tabela 3 - Fatores influenciadores no resultado de N_{spt} .

Fatores	Efeito no N_{SPT}
Sistema de Martelo	Aumenta / Diminui
Varição de altura padrão (76 cm)	Aumenta / Diminui
Uso de cabo de aço no lugar de corda	Diminui
Falta de lubrificante de roldana	Aumenta
Atitude dos operadores	Aumenta / Diminui
Peso incorreto do martelo	Aumenta / Diminui
Excentricidade da cabeça do martelo	Aumenta
Não utilização de haste guia	Aumenta
Leitura imprecisa do númro de golpes	Aumenta / Diminui
Limpeza malfeita do furo	Diminui
Falta de cuidado ao nível d'água no furo	Diminui
Diâmetro do furo além do recomendado	Diminui
Dimensionamento da bomba	Aumenta / Diminui
Estabilização apenas com lama ao invés de revestimento (para areias)	Aumenta
Comprimento da haste	Aumenta
Peso da haste	Aumenta / Diminui
Amostrador deformado	Aumenta
Peso da cabeça de bater	Aumenta
Pedregulhos "engasgando" o amostrador	Aumenta
Coxim: Sem usar	Não altera
Novo	Aumenta
Velho	Diminui
Intervalo de penetração de 15 a 45 cm	Diminui
Intervalo de penetração de 30 a 60 cm	Aumenta
Diâmetro do amostrador	Aumenta
Não utilização do "liner" no amostrador	Diminui

Fonte: CARVALHO (2012)

2.3.2.2 Correções de N_{SPT}

A comunidade acadêmica demonstra preocupações no tocante a correção da energia para o ensaio SPT, como exemplificado por Belicanta e Ferraz (2000), Odebretch (2003) e El-Sherby e Salem (2013). Em teoria, a energia potencial armazenada pela elevação do martelo, logo se transformaria em energia cinética no momento da queda (ODEBRETCH, 2003), porém, essa energia sofre reduções devido ao atrito das cordas ou cabos em relação às roldanas, assim, modificando leituras de energia como demonstrado na Tabela 3, podendo gerar valores maiores ou menores de resistência para o solo.

Para a análise mais fidedigna da realidade, deve-se aceitar que a energia transferida no golpe, pelo martelo, é, na prática, menor que a teoria (CUNHA, 2016), tendo isso em vista, é sugerido que o número de golpes seja normalizado para o padrão internacional, que, por sua vez, classifica a energia real de golpe 40% menor que a teórica (CUNHA, 2016). Portanto, o valor de penetração, normalizado com base no padrão americano (N_{60}), pode ser obtido através da relação:

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} * \text{Energia aplicada}}{0,60} \quad (\text{III})$$

2.3.2.3 Resistência lateral e de ponta

Cunha (2016) descreveu que a vizinhança em torno do amostrador pode sofrer embuchamento e que, quando isso ocorre, pode acontecer de uma invasão de solo na região interna do tubo, assim, para a análise correta da energia de penetração, deve-se levar em consideração não somente a resistência de ponta, mas, também, as laterais externas e internas do tubo, como demonstrado na Figura 13.

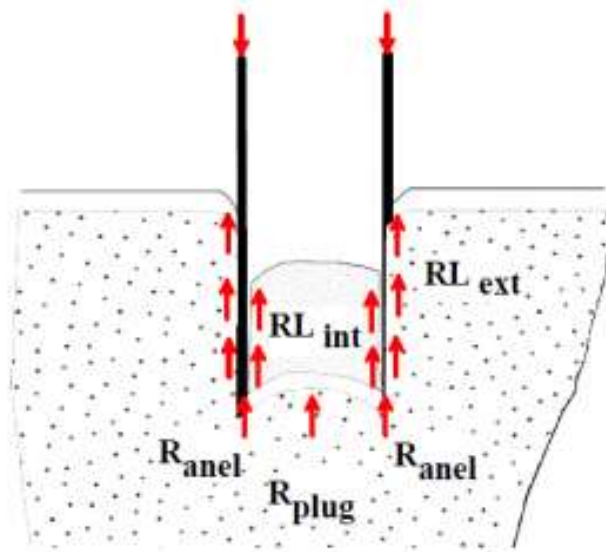


Figura 13 - Processo de embuchamento do solo no amostrador.

Fonte: NOREÑA (2011)

2.3.3 Resistência à compressão simples (RCS)

O primeiro modelo de teste para compressão cilíndrica foi provavelmente contruído por C. J. Jenkin em 1932, onde a amostra de solo rompida tinha 1 ½ polegada de comprimento e ¾ polegada de diâmetro (HEAD, 2011). No ano de 1940, Cooling e Golder desenvolveram um aparelho portátil com um conjunto de molas que permitiam a aplicação de diversas magnitudes de força. Os aparelhos usados nos dias de hoje são praticamente o mesmo que o inventado por Cooling e Golder (HEA, 20011).

Um teste de compressão em solos pode assumir duas formas: triaxial ou uniaxial. O primeiro modelo submete a amostra de solo a três tensões de compressão, compreendendo-se estas como uma força no sentido longitudinal da peça e outras duas nas laterais do corpo. O segundo modelo (Figura 14), que diz respeito ao RCS, não apresenta as tensões laterais (tensões de confinamento iguais a zero), sendo assim classificados como ensaio não adensado e não drenado (HEAD, 2011).

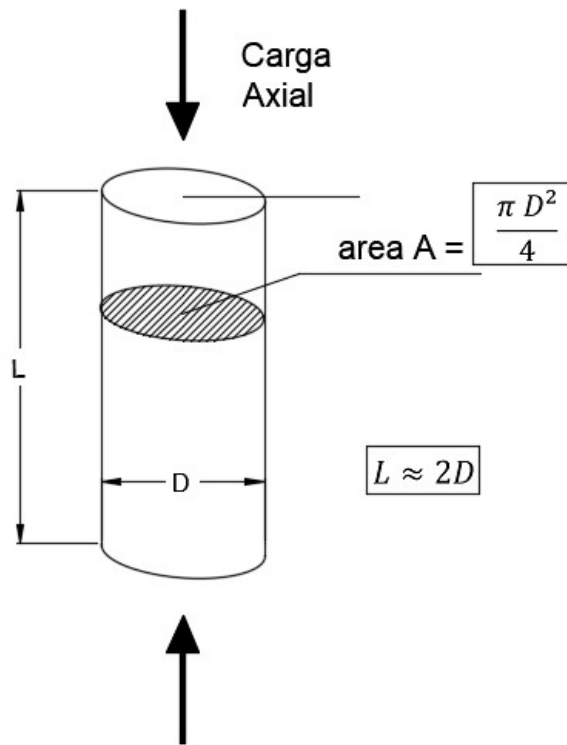


Figura 14 - Representação esquemática do ensaio uniaxial não drenado.

Fonte: adaptado de HEAD (2011)

Uma força axial “P” compressiva é submetida a um corpo de prova cilíndrico (Figura 15(a)), sendo a seção transversal do corpo tida como A em um corte horizontal XX (Figura 15(b)) a tensão normal será igual a P/A e resultante de cisalhamento (τ) será zero, visto que não há forças que gerem o escorregamento, com isso a tensão normal em XX é o “ σ_1 ”. Na seção YY (Figura 15(c)) ocorrem as mesmas anulações de forças devido a falta de forças horizontais, sendo assim a deformação vertical, o que irá gerar tensão de cisalhamento igual a zero (HEAD, 2006).

Essas condições serão usadas para investigar a prevalência de tensões em uma seção plana chamada ZZ (Figura 15 (a)) que é inclinada em qualquer ângulo α partindo da horizontal. O elemento ABC formado é limitado pelos planos vertical, horizontal e paralelo a ZZ (Figura 16 (a)). A face inclinada BC é de comprimento unitário e a espessura da borda no plano perpendicular ao papel também é de comprimento unitário. (HEAD, 2006).

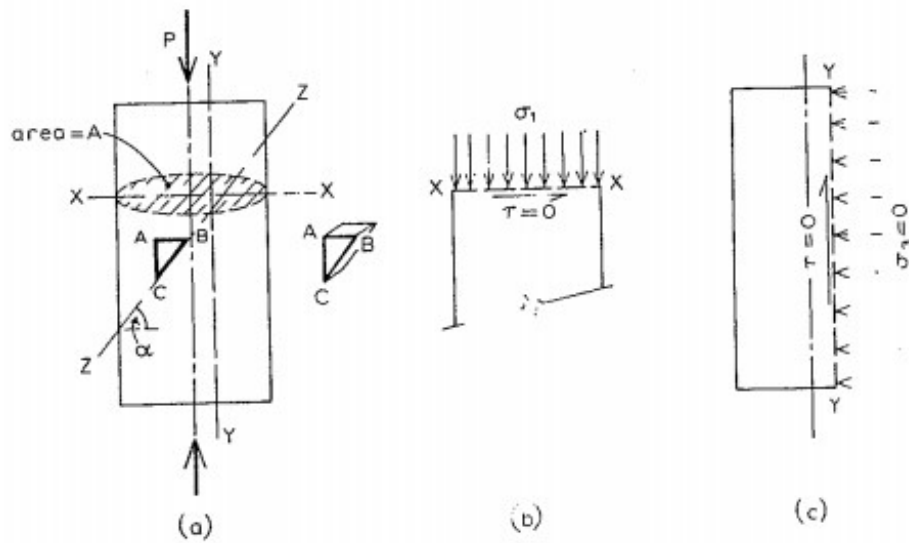


Figura 15 - Tensões em corpos cilíndricos submetidos a compressão uniaxial: (a) forças externas e seções de corte, (b) tensões na seção XX: tensão normal $\sigma_1 = P/A$, tensão cisalhante $\tau = 0$, (c) tensão na seção YY iguais a zero.

Fonte: HEAD (2011)

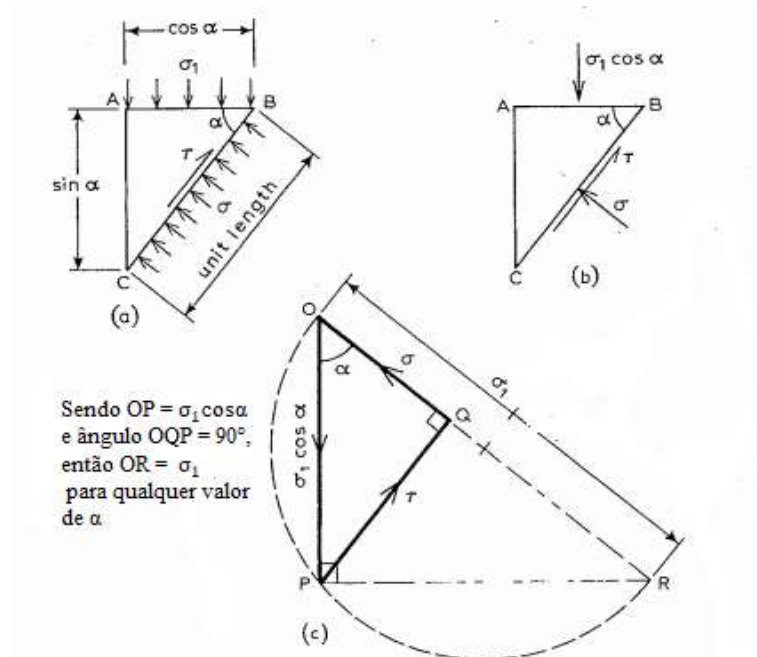


Figura 16 - Tensões e forças em um pequeno elemento de corpo de prova submetido ao teste uniaxial: (a) tensões nos elementos da extremidade, (b) forças sobre os elementos, (c) forças triangulares.

Fonte: HEAD (2011)

Para encontrar as forças atuantes nas faces do triângulo ABC é necessário multiplicar as tensões pela área de cada seção, levando em consideração que estas três forças atuantes no triângulo estão em equilíbrio, podemos analisá-las como vetores, como mostrado na Figura 16

(c) representando o triângulo OPQ. Quando analisado a partir da geometria, é possível correlacionar essas tensões da seguinte forma: a linha P perpendicular a OP é desenhada para interceptar OQ dando origem ao ponto R, determinando que OR é igual a σ_1 .

2.3.4 Resistência ao cisalhamento direto

Sendo um dos métodos mais antigos e simples para encontrar a resistência ao cisalhamento de uma amostra de solo, o equipamento de ensaio consiste em uma caixa metálica, no qual o corpo de prova é acomodado e submetido a cargas horizontais opostas (Figura 17). A força cisalhante é aplicada ao mover uma metade da caixa sobre a outra para provocar a ruptura no corpo de prova do solo (DAS, 2010).

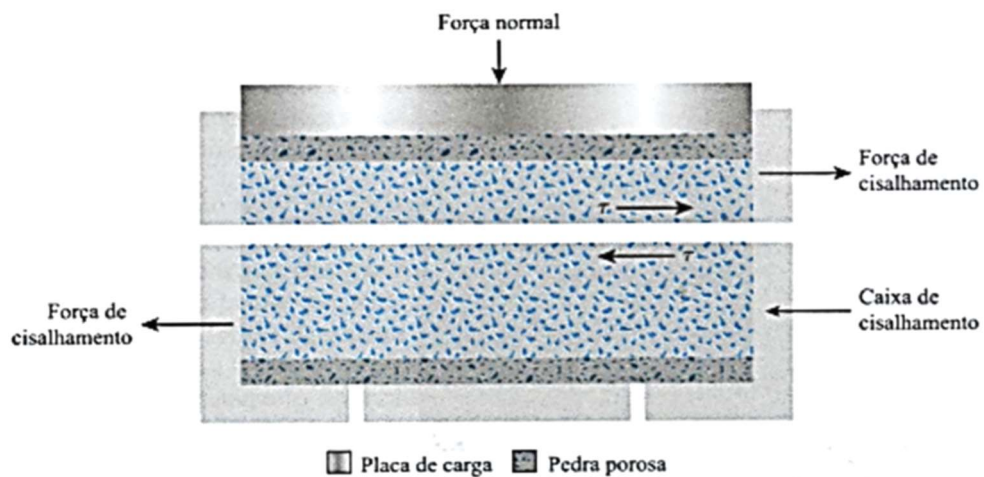


Figura 17 - Diagrama para ensaio de cisalhamento direto.

Fonte: DAS (2010)

O ensaio pode ser administrado por tensão controlada ou deformação controlada, dependendo das necessidades estudadas. Na primeira situação cargas iguais são aplicadas até que o corpo de prova sofra ruptura, já na segunda configuração deslocamentos constantes são aplicados em uma das bases móveis da caixa.

Os ensaios de cisalhamento são repetidos em corpos de prova similares em várias tensões normais, essas tensões e os valores correspondentes de τ_f obtidos a partir de um número de ensaios são traçados em um gráfico a partir do qual os parâmetros da resistência ao cisalhamento são determinados (DAS, 2010).

Apesar da simplicidade deste ensaio ele apresenta algumas deficiências. Tem-se como

exemplo que a confiabilidade dos resultados pode ser questionada, visto que não é permitido que o solo se rompa ao longo do plano mais fraco, já que é forçado a romper ao longo do eixo de encaixe da caixa de cisalhamento (DAS, 2010).

2.3.5 Coleta de amostras indeformadas

A perfuração, cravação e extração do tubo amostrador, transporte e armazenamento do amostrador e preparação do corpo de prova são alguns dos vários fatores que podem influenciar na amostragem de solo indeformado, o qual é condição básica para a conclusão de uma investigação geotécnica respeitável. A retirada desses exemplares para solos moles, é habitualmente composta por amostradores tubulares de parede fina, prensados por energia estática desprezando golpes, pois estes gerariam dispersão na amostra e o imediato amolgamento. Mesmo sendo aplicada as técnicas corretas para a coleta é praticamente impossível não haver um alívio no estado de tensões do solo (PÓVOA, 2016).

Esses amostradores são classificados como: amostrador Shelby, amostrador de pistão, amostrador de pistão estacionário e amostrador de pistão tipo Ostemberg. O amostrador Shelby é composto por tubulação de parede fina em aço inoxidável e que detem de um sistema de abertura com válvulas, como demonstrado na Figura 18, para o melhor controle das pressões e fluxos de água e ar que ocorrem na penetração (PÓVOA, 2016). No equipamento há a composição de um êmbolo interno que se movimenta, melhorando de forma considerável as condições de amostragem e facilitando a retirada do solo mole.

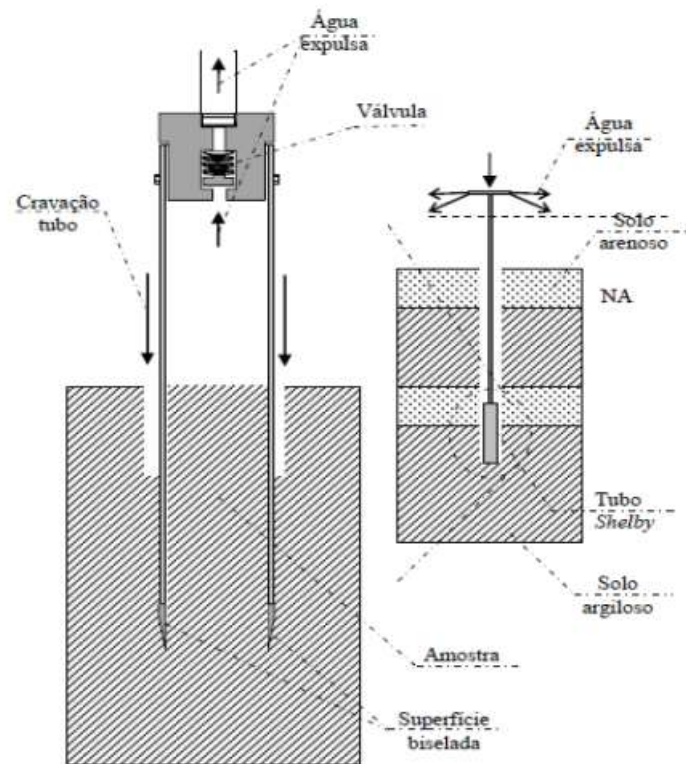


Figura 18 - Esquema de tubo tipo Shelby

Fonte: ESPÍNDOLA (2011)

No pistão de Osterberg existe um tubo interno de parede fina e outro externo de parede mais espessa, a retirada da amostra consiste na cravação da haste interna através de pressão hidráulica enquanto a haste externa permanece fixa. Quando a tubulação atinge a profundidade máxima (ou quando o tubo for totalmente preenchido), gera-se um torque para o corte do solo e em seguida o tubo é puxado; como neste método a tubulação também contém êmbolos de alívios de pressão, o corpo indeformado não se desprende do cilindro até que as pressões sejam aliviadas de maneira manual. O pistão estacionário é similar ao Shelby, apenas sendo diferenciado pelo tipo de cravação, o amostrador é inserido no interior do furo com o pistão colocado na extremidade do tubo até apoiar-se no solo. O pistão se mantém, então, estacionário, enquanto o tubo é cravado estaticamente no solo. Na Figura 19 é representado através de um desenho esquemático o funcionamento deste aparato.

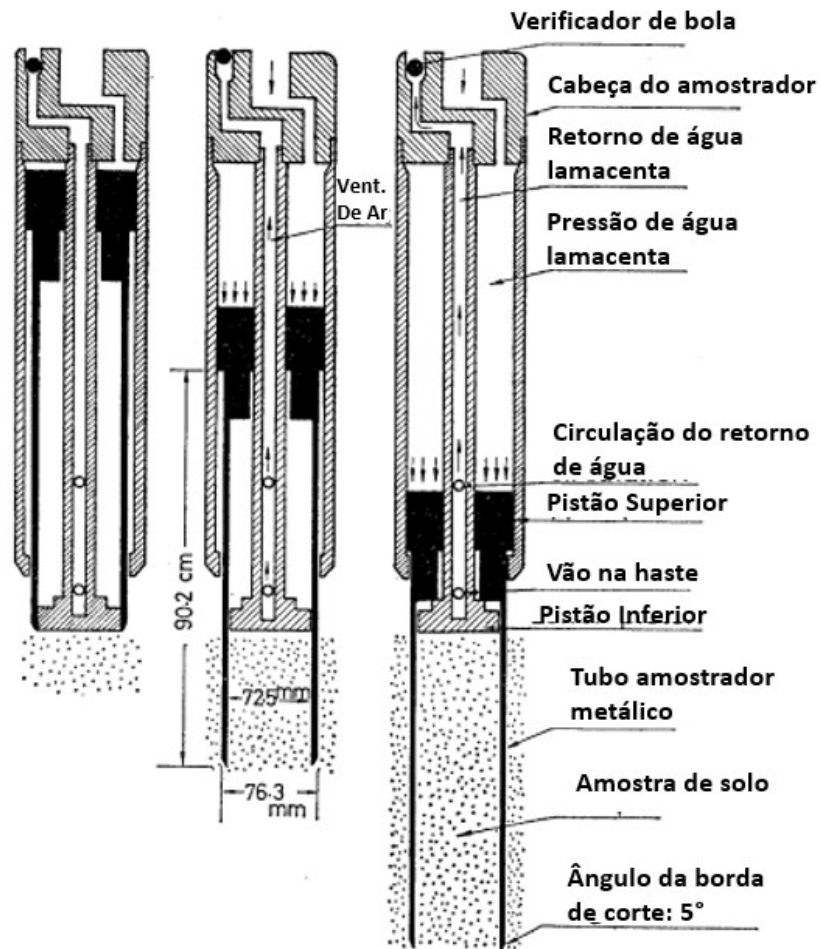


Figura 19 - Representação esquemática da operação do amostrador de Ostemberg.

Fonte: adaptado de ISHIHARA, SILVER e KITAGAWA (1979)

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Área de estudo

Para a decisão dos locais de ensaio e coleta das amostras indeformadas foi necessário levar alguns fatores em consideração. Por exemplo, um dos intuitos desta pesquisa foi estudar solos argilosos moles característicos em formações recentes quaternárias. De acordo com os dados divulgados pelo CPRM (2016), a cidade de Manaus não é provida, pelo menos não em larga escala, deste tipo de solo. Pelo motivo indicado, a capital do Estado foi descartada desses estudos iniciais. Outros municípios na região metropolitana de Manaus foram levantados, como possíveis locais de análise, como exemplo Iranduba, Manacapuru, Autazes, Itacoatiara e Careiro da Várzea, mas algumas conjunturas específicas descartaram essas cidades. Devido à alta do Rio Amazonas, a cidade de Iranduba e Manacapuru se mostravam muito difíceis de encontrar locais para estudo as áreas possíveis para análise estavam em taludes muito altos e com depósitos de argila rija, o que desqualifica o intuito aqui estudado. Os demais municípios citados foram desprezados devido a dificuldade de acesso, seria necessário a utilização de balsas ou barcos para locomover o equipamento, tornando em certa escala onerosa as avaliações. Rio Preto da Eva foi escolhido por prover acesso via rodoviária e faixas nas margens do rio com fácil entrada, sendo que em algumas situações as regiões estudadas eram quase planas.

Foram determinados três pontos para coleta e execução dos ensaios, sendo o primeiro local (Furo 1) posicionado sob as coordenadas 2°42'42.0"S e 59°40'33.5"W (Figura 20) a uma distância de 4,7 km do centro do município. O Furo 2 está fixado nas coordenadas 2°41'52.7"S e 59°42'15.3"W, com acesso por trás da feira municipal (Figura 20) e o último local (Furo 3) tem coordenadas 2°38'26.6"S e 59°44'05.6"W está a 8,9 km do centro seguindo para o norte.

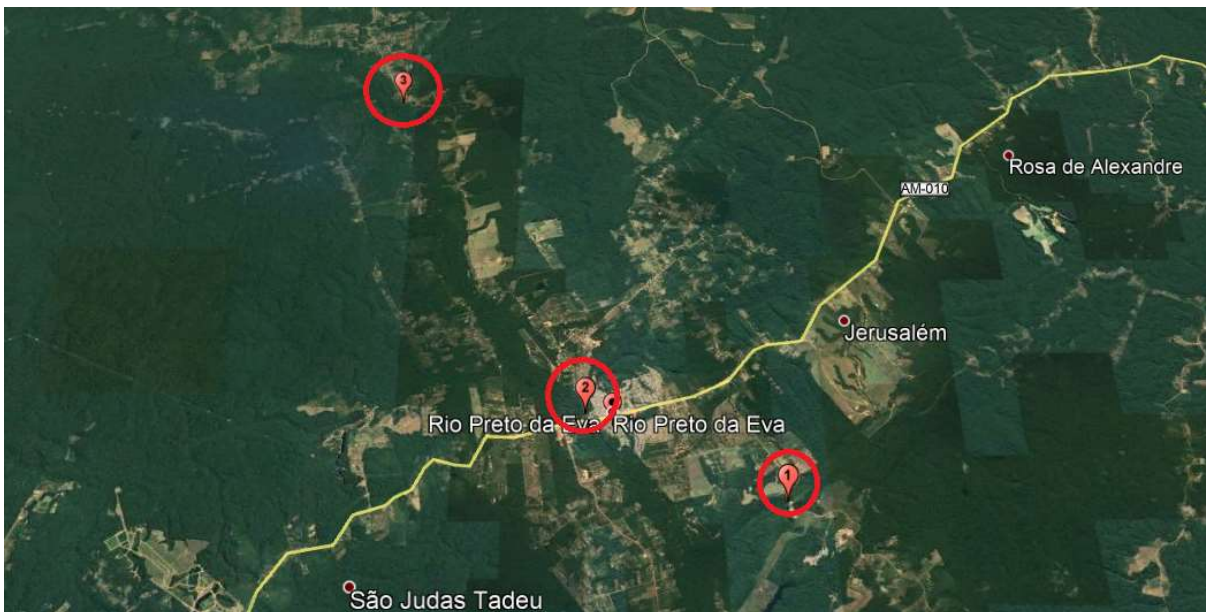


Figura 20 – Localização das áreas de estudo (F1, F2 e F3).

Fonte: Google Earth, 2019

Todos as áreas foram escolhidas devido:

- Afloramento na superfície de solo argiloso;
- Maior facilidade de acesso;
- Região plana;
- Sem alterações artificiais no solo, como aterros.

3.2. Metodologia

3.2.1. Equipamento de Ensaio de Palheta

Os aparatos para ensaio da palheta vendidos no mercado são deveras dispendiosos, um dos fatores é a qualidade (rigidez) necessária para a haste de penetração, além de contar com diversas complexidades para a execução como dispositivo retentor de rotação, amostrador de torque máximo e perfil de penetração. Outro fator que influencia o custo destas máquinas é que a maioria delas é de origem estrangeira.

Com este parâmetro em vista decidiu-se por produzir equipamento de menor custo e que atendesse todas as exigências da **NBR 10905/89 – Ensaio de Palheta**. O maquinário produzido consiste em um reboque capaz de carregar todos os utensílios para ensaio, além de poder servir como base para a penetração das hastes no solo. Blocos de contrapeso, com peso aproximado de 50 kg, uma haste estrutural removível com parafuso de rosca infinita que irá gerar tensão no perfil de penetração e três cilindros penetradores, sendo um deles o da palheta

que será descrito mais a frente.

3.2.1.1 Carro reboque

O carro (Figura 21 e 22) tem 2,2 metros de comprimento útil e 1,2 metros de largura, apresenta altura do chão a sua extremidade baixa do assoalho de 0,41 metros. O fechamento lateral foi finalizado com 25 cm de altura para acomodar os blocos de concreto e as peças necessárias para o ensaio. Tem peso bruto total de aproximadamente 500 kg e suporta cargas superiores a este valor, teve sua produção na empresa Norte Reboque, localizada na Av. Torquato Tapajós, nº 6015 D, bairro Novo Israel.

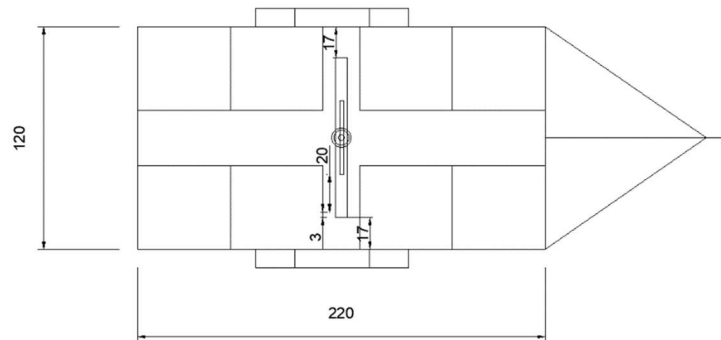


Figura 21 - Vista superior do equipamento com dimensões.



(a)

(b)

(c)

Figura 22 – a) vista lateral, b) vista frontal e c) vista de fundo. Demonstração do Carro reboque.

Além de carregar as estruturas o carrinho tem capacidade para servir como base nos ensaios de vane test, como demonstrado na Figura 23 o veículo contém quatro pedais que irão garantir a estabilidade.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 23 - Pedais de estabilização para execução do ensaio.

3.2.1.2 Blocos de concreto

Os blocos de concreto (Figura 24) têm dimensões iguais a 45 cm de largura 55 cm de comprimento e 10 cm de altura, dimensões estipuladas para melhor acomodação no carro e que atendessem às especificações de peso esperado (50 kg). O traço escolhido foi de 1:2:3, com a utilização de cimento CP-IV 32, areia e seixo adquiridos no mercado de Manaus. Vale ressaltar que os blocos somente terão função de contrabalanceamento, por esse motivo estudos específicos foram dispensados.



(a)



(b)

Figura 24 - Blocos de concreto para contrabalancear.

3.2.1.3 Hastes de penetração

Nesta classificação existem quatro tipos de haste no equipamento desenvolvido, sendo eles: ponteira; haste de sapata; haste intermediária; haste de palheta. Com exceção da ponteira, todas as outras hastes têm um metro de comprimento e seus diâmetros variam. Também foi instalado um sistema de travamento para a retirada da estrutura por completo do solo, o que será melhor explicado adiante. A confecção de tais aparatos seguiu as especificações determinadas pela NBR 10905.

3.2.1.3.1. Ponteira

Nesta peça (Figura 25, 26 e 27) podemos destacar funções distintas. Na região mais externa é observada a sapata de proteção, que tem por funções proteger a palheta de tensões excessivas, abrir caminho durante a penetração e evitar desmoronamentos de solo no fuso.

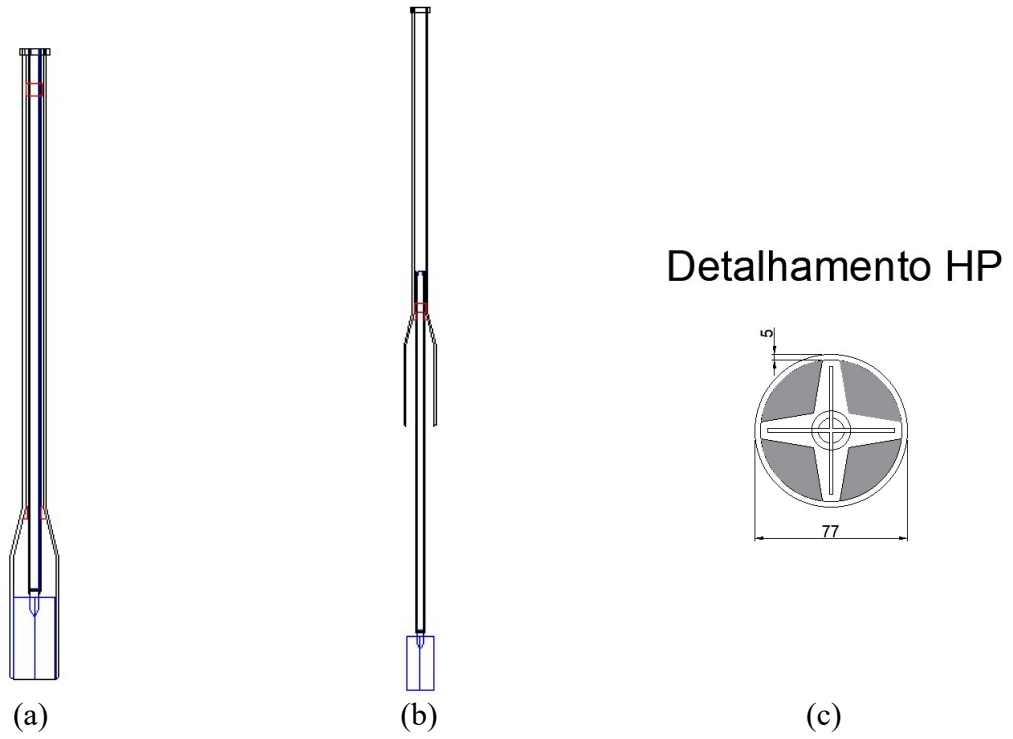


Figura 25 - (a) desenho técnico da ponteira fechada, (b) ponteira estendida e (c) corte da base da ponteira.



Figura 26 - Ponteira fechada.



Figura 27 - Ponteira aberta.

Interno à sapata está a palheta e sua haste (Figura 28). Esta ferramenta após a chegada na profundidade desejada aprofundar-se-á em distância não inferior a 0,5 metros, como determina NBR 10905/89, após a citada ação um torque será aplicado na haste conectora gerando sua rotação da palheta. Entre a sapata e a haste mais interna (palheta) existe uma tubulação (Figura 29), esta tem a função de reduzir o atrito do solo com a haste da palheta, reduzindo assim as possibilidades de engano nos resultados obtidos.

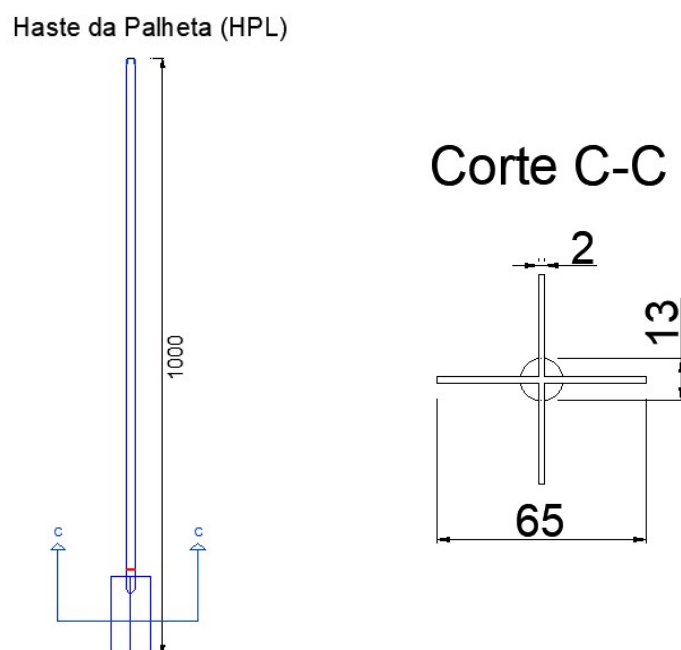


Figura 28 - (a) desenho técnico da haste de palheta interna a ponteira e (b) detalhamento de corte da palheta.



(a)



(b)



(c)

Figura 29- (a) palheta estendida, (b) detalhamento da palheta e (c) demonstração de acomodamento dos tubos internos.

A palheta em forma de “X” tem diâmetro igual a 65 mm e altura de 130 mm, sua haste conectora tem 98 cm e espessura de 1,3 cm, foi confeccionado em metal de alta resistência para suportar as tensões de torção.

A sapata de proteção tem na ponta uma peça em formato de sino, para a devida acomodação da palheta. Nesta extremidade, o diâmetro da abertura é igual a 80 mm e altura de 180 mm. Acima do sino há uma tubulação de diâmetro externo igual a 42 mm e altura de 920 mm. A peça toda tem espessura de quatro milímetros e foi produzida com metal de alta resistência. Em outra extremidade alças foram instaladas para permitir o içamento do

equipamento.

No tocante à haste intermediária, esta tem diâmetro externo igual a 20 mm e comprimento de 840 mm (Figura 30) e, assim como as demais, também foi executada em metal de alta resistência. Esta, porém, detem de um sistema de travamento que irá permitir a descida da palheta a 0,6 m de profundidade (Figura 31) e de guias, que foram instaladas internamente à tubulação para evitar desvios e deformações na canalização principal. Na extremidade das hastes intermediária e da sapata foram instalados sistemas de rosqueamento tipo macho/fêmea para a conexão de peças extensoras. No tocante à haste de palheta foi adotado sistema de chaveamento que por sua vez é fixado com auxílio de parafuso e porca (Figura 32).

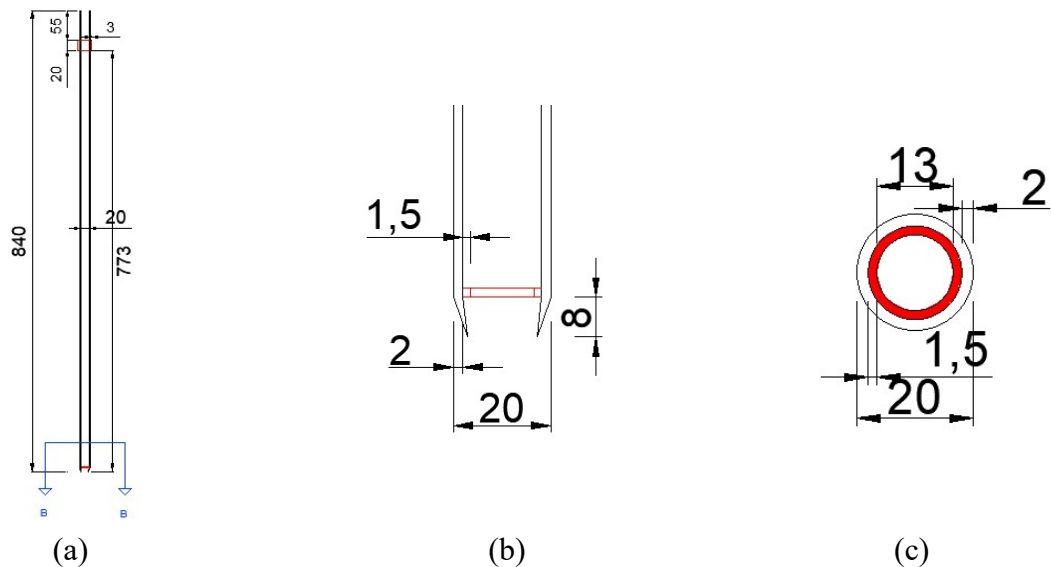


Figura 30 - (a) desenho técnico da haste intermediária com posicionamento do sistema de travamento, (b) detalhamento de peças centralizadoras e (c) corte b-b da barra intermediária.

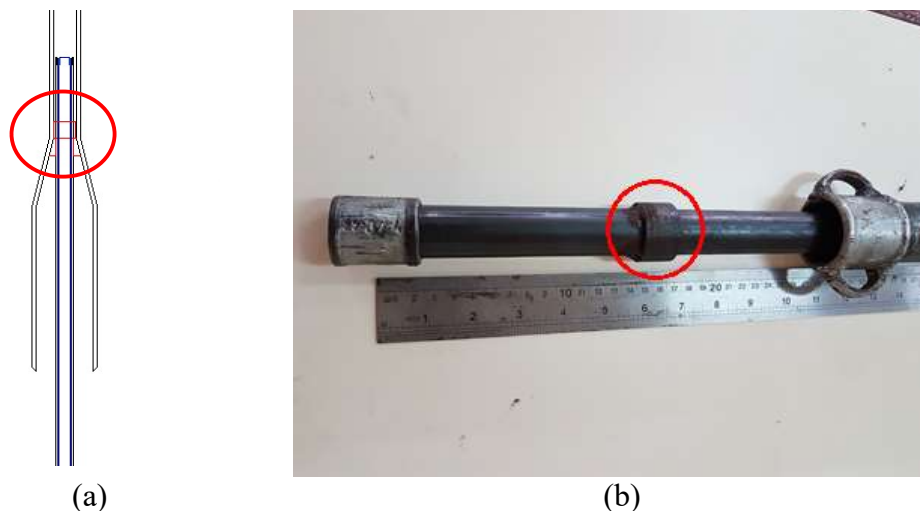
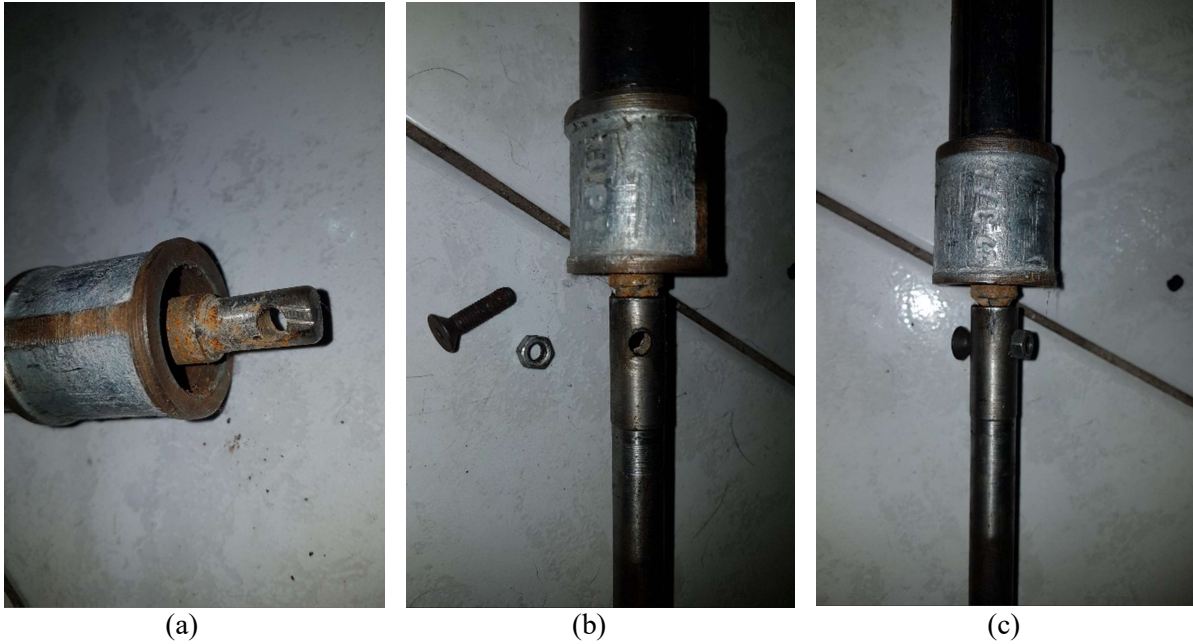


Figura 31 - Sistema de travamento na haste intermediária.



(a) detalhamento de conexão tipo macho; (b) ponteira e peça extensora conectadas sem parafuso; (c) sistema completo e pronto para ensaio.

3.2.1.3.2 Peças de conexão extensora

Três tipos distintos de tubulações foram executados (Figura 33, 34 e 35), cada um para integrar um componente específico da ponteira. Foram confeccionadas cinco peças extensoras para cada haste, totalizando quinze tubulações com um metro de comprimento cada. Com isso a profundidade de análise de solos pode ultrapassar os cinco metros.



Figura 33 - Conexão para a haste de palheta.



Figura 34 - Conexão de haste intermediária.



Figura 35 - Conexão de sapata.

Foram instalados em todas as extremidades extensoras para haste intermediária e sapata sistemas de rosqueamento para a correta conexão no ensaio (Figura 36).

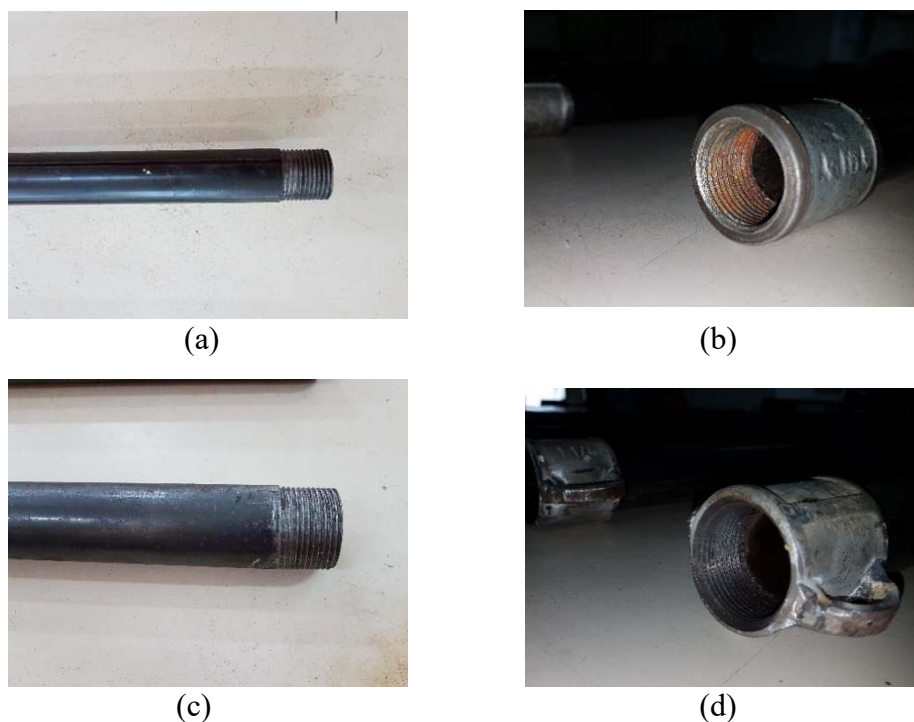


Figura 36 - Sistema de rosqueamento para conexões.

3.2.1.4 Execução de ensaio

Na Figura 37 é demonstrado um fluxograma esquemático para a execução do ensaio, que será mais bem explicado nos passos seguintes.

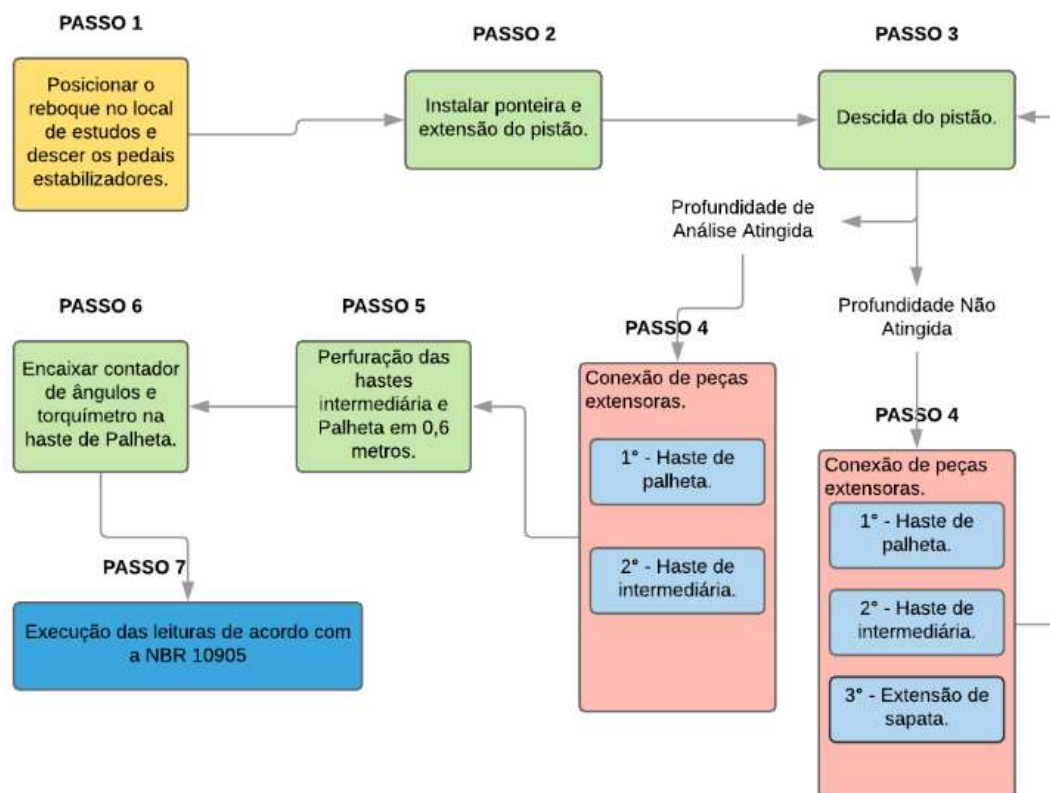


Figura 37 - Fluxograma para execução do ensaio da palheta.

3.2.1.4.1 Procedimento com carro reboque

Quando há a possibilidade do alcance do carrinho ao local desejado, o mesmo é posicionado na área a ser analisada. Em seguida, os pedais são arriados para garantir a estabilidade, posiciona-se a ponteira no vão central do assoalho (Figura 38) e é instalado a extensão do parafuso. Após as etapas descritas o pistão do parafuso é descido até o encoste da haste de penetração, a partir deste ponto toda a descida da tubulação perfurante deve ser anotada para o controle de profundidade.

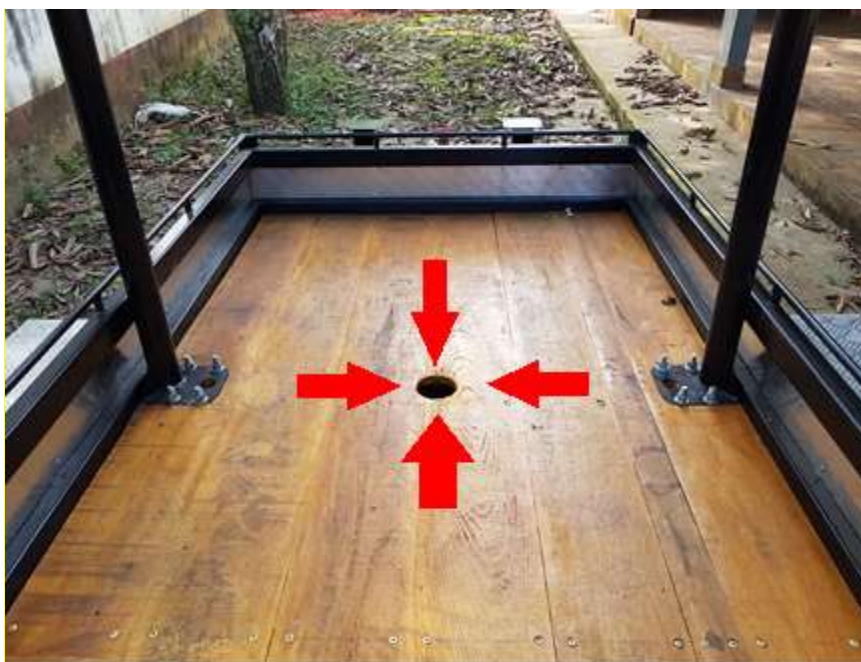


Figura 38 - Vão de passagem para ponteira.

Quando atingida a descida máxima do parafuso (Figura 39), peças conectoras devem ser instaladas, seguindo a seguinte ordem: em primeiro lugar a haste de palheta; segundo a haste intermediária; em terceiro a haste da sapata; sendo a primeira com auxílio de parafuso e porca (Figura 32). Ao atingir a profundidade desejada instala-se as peças conectoras intermediária e de palheta, para a execução da descida de 0,6 metros, mantendo com isso a sapata estática em sua posição. Finalizada a descida, é conectado na tubulação mais interna o contador de ângulos e o torquímetro (Figura 40), o torque é aplicado a uma taxa de rotação igual a seis graus por minuto e o valor máximo encontrado em uma revolução completa é computado. Em seguida, são executadas dez revoluções completas no solo para a análise de sensibilidade dele, finalizadas as revoluções uma nova análise de torque máximo é feita como descrito na etapa anterior.

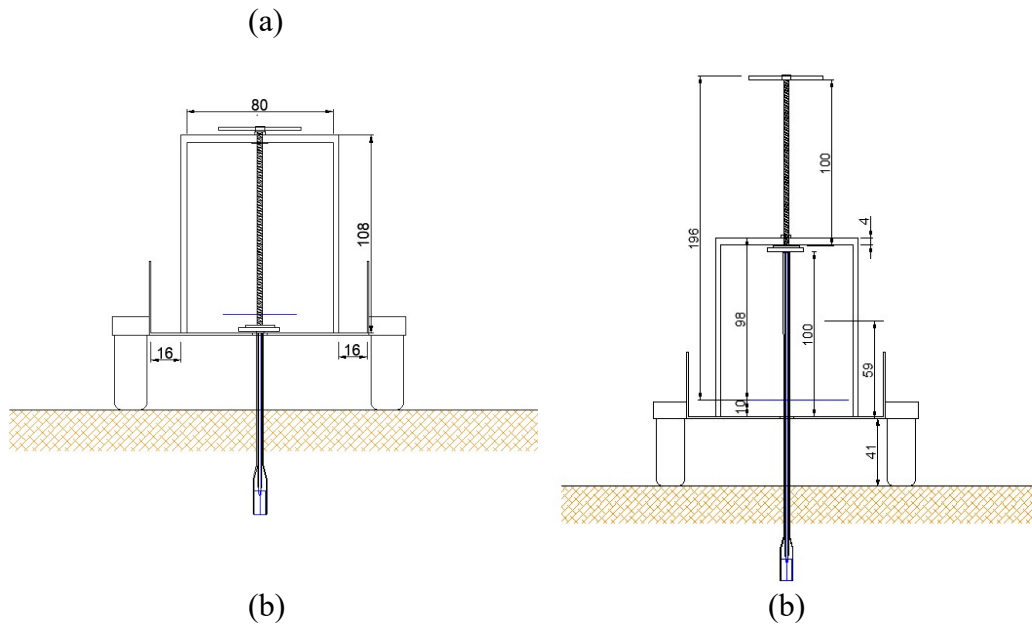


Figura 39 - (a) parafuso tipo fuso em total extensão de compressão e (b) parafuso em extensão de relachamento de tensão.

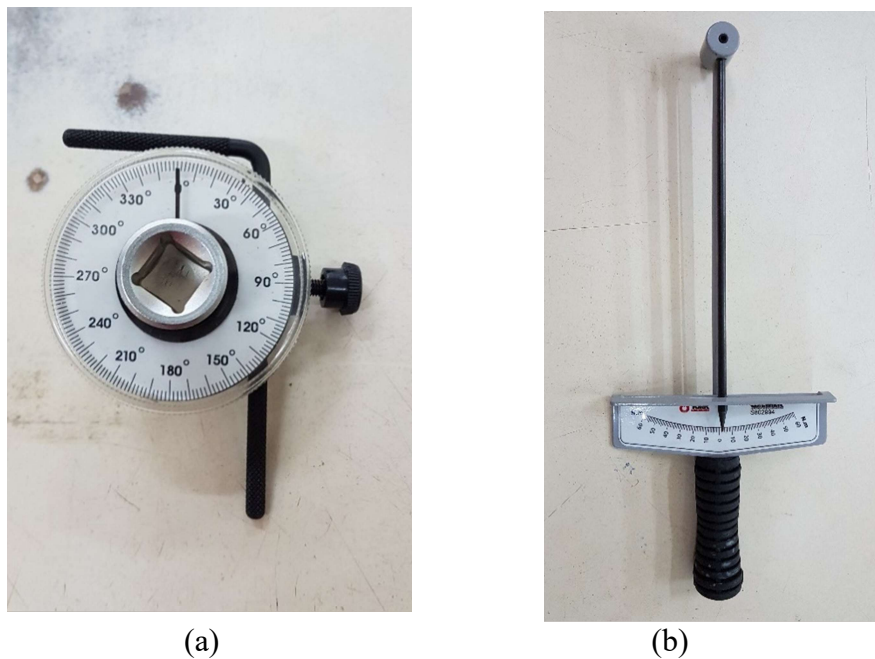


Figura 40 - (a) contador analógico de ângulo, (b) torquímetro tipo vareta.

Encerrado o ensaio, as peças devem ser içadas pelos guinchos manuais (Figura 41), que devem ter seus cabos em aço enganchados nas alças da sapata como demonstrado nas Figuras 42 e 43. Vale ressaltar que regularizações de plator superficial podem ser necessárias para o correto alinhamento e estabilização do carro reboque.



(a)



(b)

Figura 41 - Guinchos manuais instalados na frente do carro reboque.



Figura 42 - Alças de engate para guincho manual.



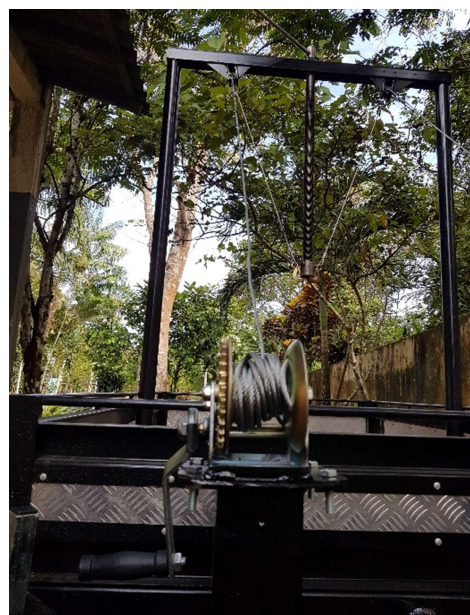
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 43 - Sistema de remoção das hastes de perfuração.

3.3. Custo de produção do equipamento

O objeto que torna possível a análise desta pesquisa teve um valor final aproximado de 13,5 mil reais, sendo deste valor especificado:

- R\$ 6.500,00 (seis mil e quinhentos reais) – Execução de carro reboque com as necessidades adequadas;
- R\$ 3.000,00 (três mil reais) – Confecção de ponteira e tubulações pra execução de

ensaio de palheta;

- R\$ 1.000,00 (mil reais) – Pistão de penetração;
- R\$ 400,00 (quatrocentos reais) – Contra-peso;
- R\$ 2.600,00 (dois mil e quinhentos reais) – Equipamentos gerais pra funcionamento do ensaio.

Vale ressaltar que estes valores podem ser reduzidos, visto que adaptações foram necessárias no decorrer dos ensaios.

3.4. Ensaaios

3.4.1. Standard Penetration Test (SPT)

Os valores de N_{SPT} foram obtidos a partir do Standard Penetration Test, seguindo o que rege a NBR 6484/01. O ensaio foi executado pela empresa EngSolos Análise Técnica e Engenharia a uma pequena distância de onde o teste da palheta foi realizado, sendo assim analisados três pontos com profundidade de cinco metros cada (Figura 44, 45 e 46).



Figura 44 - Execução do Ensaio de Sondagem no Primeiro Ponto.



Figura 45 - Execução do Ensaio de Sondagem no Segundo Ponto, destacado em vermelho a posição do ensaio de palheta.



Figura 46 - Execução do Ensaio de Sondagem no Terceiro Ponto.

3.4.2. Caracterização física

Para a caracterização física foram executados os ensaios de limites de liquidez, plasticidade, contração e granulometria conforme suas respectivas normas. Para possibilitar a

realização destes, recolheu-se 1 (um) saco de 30 kg de material já amolgado (solto) de cada furo, pois para estes ensaios o conhecimento dos índices físicos dos materiais mais próximos da realidade vista em campo (indeformados) pode ser importado com relativa segurança aos solos amolgados.

3.4.3. Caracterização mecânica

In loco foram coletadas 15 amostras indeformadas, sendo 5 para cada área estudada. Para o estudo de resistência à compressão, resistência ao cisalhamento drenado, resistência ao cisalhamento direto e retirada de amostras indeformadas foi utilizado tubo em pvc com 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro. O procedimento de coleta consistiu no cravamento dos moldes no solo através de pressão até que o cilindro estivesse totalmente preenchido, em seguida realizou-se o escavamento nas laterais até profundidade adequada para retirada do molde. Os corpos de prova (CP) foram vedados com auxílio de papel filme (Figura 47) para evitar a perda de umidade, além de resguardados em recipiente de isopor.

Foram estipuladas três amostras indeformadas para ensaio de compressão simples e duas para o de cisalhamento direto, porém para dois furos, durante o transporte para o laboratório, dois exemplares foram perdidos sendo um de cada região, com isso apenas dois cilindros foram testadas a compressão simples.



(a)



(b)



(c)

Figura 47 - Coleta de amostras indeformadas. (a) limpeza lateral do cilindro para a retirada; (b) retirada do molde e cravação; (c) embalagem para evitar perda de umidade.

3.4.3.1. Resistência à compressão simples (RCS)

No laboratório, os moldes em pvc foram cortados com cuidado, para que a trepidação não amolgasse as amostras (Figura 48). Para a caracterização da resistência a compressão simples foram utilizados dois corpos de prova para cada Ponto de Análise, totalizando seis corpos de prova com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura que foram moldados a partir do cilindro indeformado (Figura 49).



(a)



(b)

Figura 48 - (a) corte do tubo em pvc com auxílio de serra; (b) amostra indeformado antes da moldagem.



(a) (b) (c)
Figura 49 - Moldagem do corpo de prova para ensaio de compressão simples.

Em seguida, os CPs foram alinhados no centro da prensa, posicionou-se o molde em acrílico na superfície superior do corpo para a distribuição equilibrada da carga gerada pelo pistão (Figura 50). A velocidade de deformação foi constante e como critério de parada adotou-se os pontos onde a resistência do corpo não modificava.



Figura 50 - Disposição da amostra no equipamento pronta para início de ensaio.

Os experimentos foram todos realizados no Laboratório de Pavimentação da

Universidade Federal do Amazonas e rompidos na prensa de modelo GS51 da empresa Geremia Redutores LTDA. Com potência de 0,75 cavalos (Figura 51).

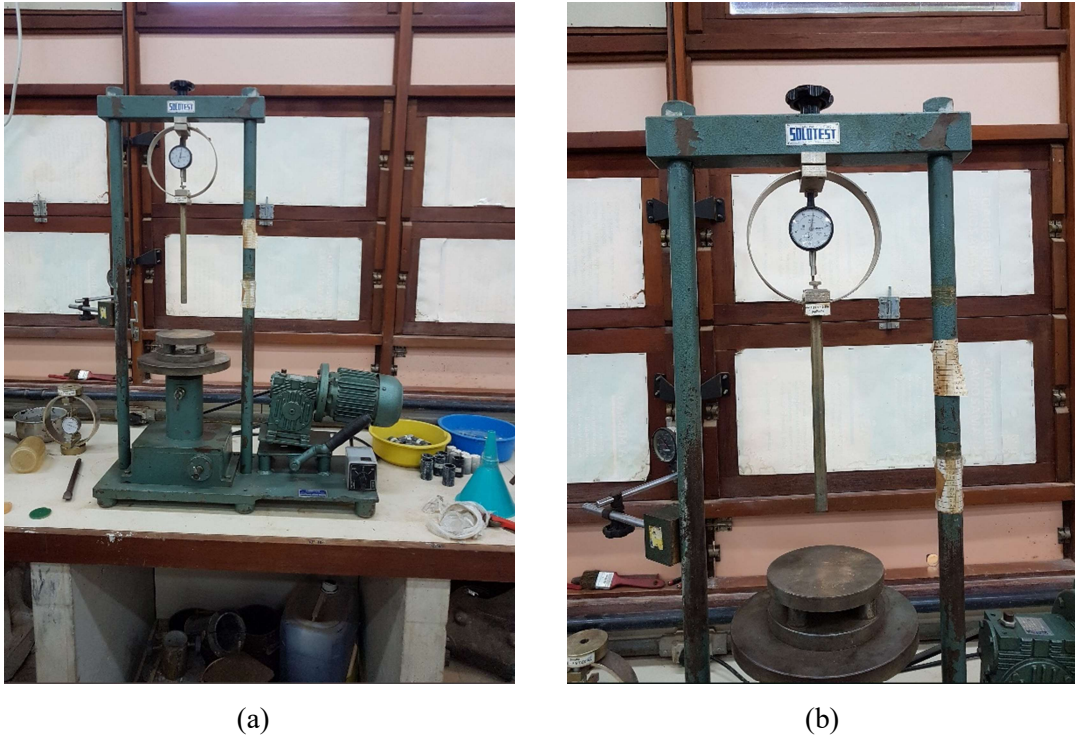


Figura 51 - Prensa analógica para ensaio de compressão simples.

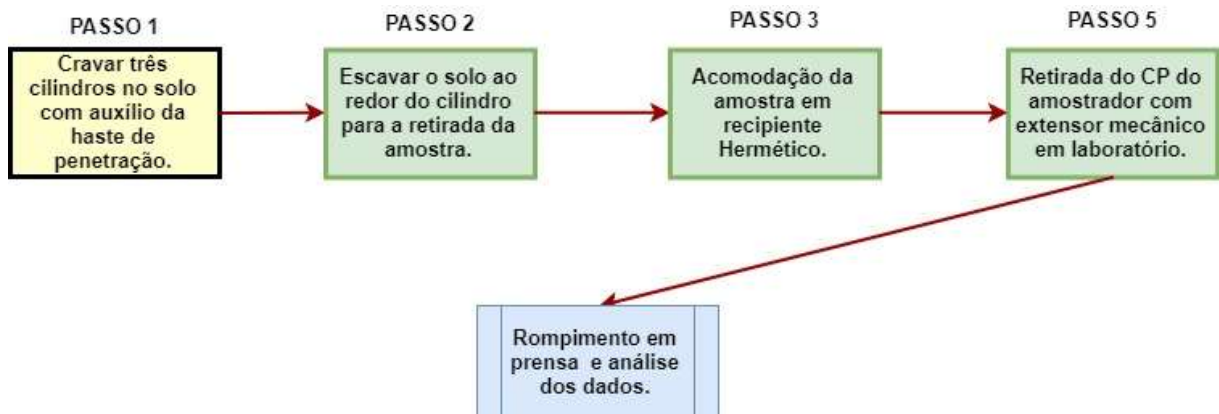


Figura 52 - Fluxograma para execução do ensaio de resistência a compressão simples.

3.4.3.2. Resistência ao cisalhamento direto

Para a execução do ensaio de cisalhamento direto foram confeccionados três corpos de prova oriundos de dois cilindros de pvc (Figura 53), sendo isto feito para cada Ponto de Coleta analisado, totalizando 18 corpos de prova que foram submetidos ao cisalhamento direto. O parâmetro para o rompimento adotado foi o de deslocamento constante, sendo em todos os corpos usada a velocidade constante de 1,2 mm / min.



(a)



(b)

Figura 53 - (a) Retirada da amostra indeformada do cilindro de pvc; (b) moldagem do corpo de prova para execução de ensaio.

Após a moldagem os corpos eram posicionados na caixa cisalhante (Figura 54) e em seguida submetidos a tensões normais de 0,5, 1,0 e 2,0 kgf/cm² (Figura 55).



(a)



(b)

Figura 54 - Acondicionamento do CP na caixa cisalhante.



Figura 55 - Posicionamento de aparato para carga tensão normal.

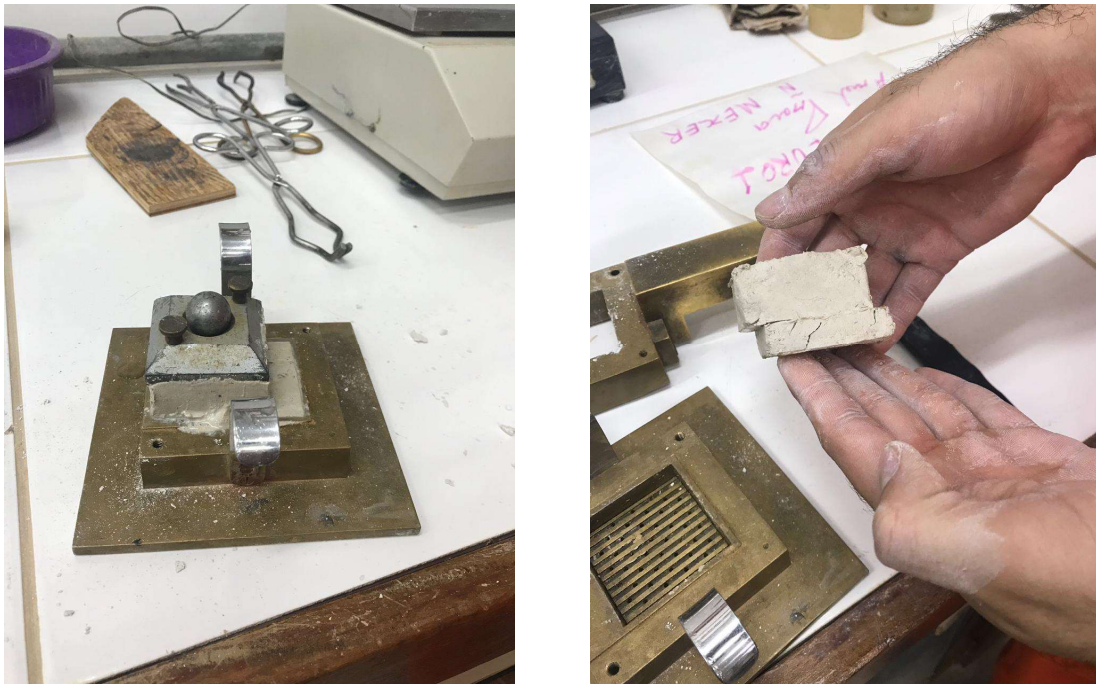
Em seguida ao acomodamento dos aparatos e aplicação da tensão normal, os medidores de deformação “LVDTs” foram posicionados para gerar os dados de deformação para os corpos de prova (Figura 56).



Figura 56 - Posicionamento dos LVDTs e montagem de equipamento pronta para ensaio.

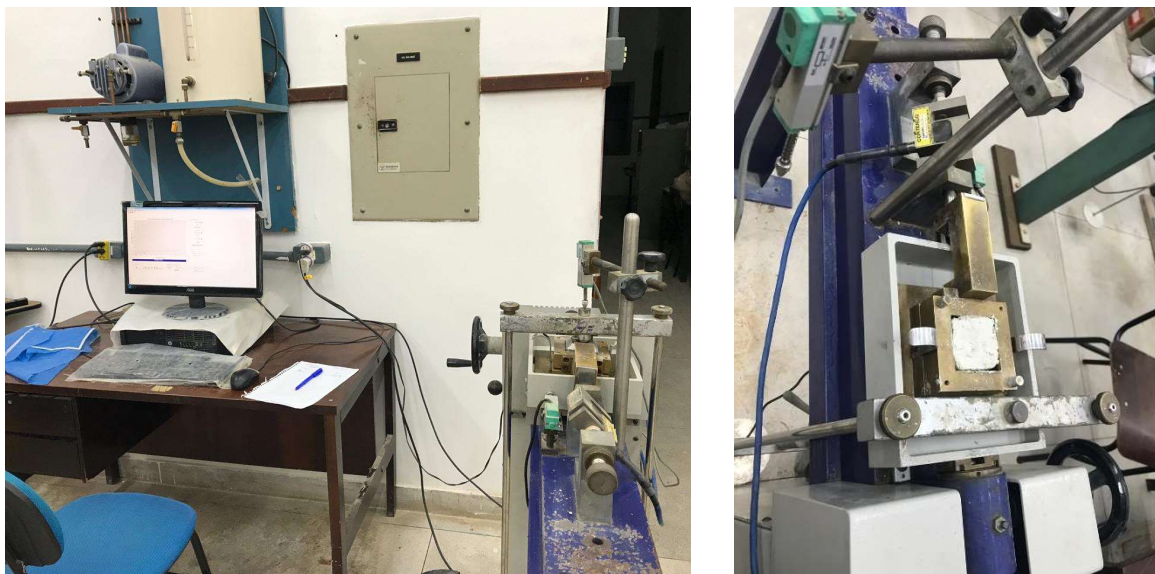
A última etapa é a verificação dos componentes e ajustes nas leituras do computador

para por fim ser executado o rompimento das amostras (Figura 57).



(a) (b)
Figura 57 - Corpo de prova após o rompimento total.

O destacado ensaio foi executado no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Amazonas (UFAM), através do equipamento eletrônico da marca Contenco (Figura 58).



(a) (b)
Figura 58 - Equipamento para cisalhamento direto no Laboratório de Mecânica dos Solos (UFAM).

3.4.4. Caracterização química e mineralógica

A técnica de fluorescência de raios-X (FRX) foi utilizada nos testemunhos dos furos para determinação dos componentes químicos partícipes das amostras, sendo considerada a avaliação química nesta pesquisa assim como Arenave (2007) descreve. Em relação à mineralogia, foi utilizada a difratometria de raios-X (DRX) para que os argilominerais fossem evidenciados e catalogados.

Utilizou-se os *softwares* X' Pert HighScore, OriginPro e Microsoft Excel ® para a interpretação dos resultados e plotagem dos gráficos. Em relação ao FRX, as análises foram executadas em equipamento de marca Panalytical modelo Epsilon 3-X, com tensão máxima de 50kV e corrente máxima de 3 mA, localizada no Laboratório de Ensaios Físico-Químicos da Faculdade de Tecnologia – UFAM. Atinente ao DRX, o equipamento empregado foi o de marca Shimadzu, modelo XRD 6000, localizada no laboratório de Geociências da UFAM.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Finalizada as etapas supracitadas no item 3 desta pesquisa, serão demonstrados os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e de campo, bem como as discussões pertinentes à disciplina para melhor compreensão do assunto.

4.1 Da investigação in loco

Deve ser levantado aqui certas condições que geraram dificuldades na obtenção de dados. O primeiro deles, possivelmente o mais agravante, é a incerteza da obtenção de solos argilosos moles em grandes depósitos ou em grandes profundidades. Para a escolha dos locais primeiro verificou-se o relevo da região assim tentando aumentar a probabilidade de acerto no solo analisado, porém apenas este tipo de averiguação não é suficiente, em seguida foram realizadas visitas nas regiões com maiores chances de sucesso, a partir disso com auxílio de boca de lobo e pá foram escavados vários pontos para análise tátil-visual. Até este momento era garantido a presença de solos moles apenas na superfície, enquanto em camadas mais profundas a incerteza persistia, o que será melhor destacado mais a frente.

Outra situação que vale ser evidenciada é o custo para realização dos ensaios de SPT, quanto maior a quantidade de furos analisados mais onerosos seriam os resultados, portanto

devido a limitações financeiras apenas foi executada averiguação em três pontos. Os resultados obtidos pela sondagem à percussão constam no Anexo A, destacando a resistência baixa e presença de solos moles nas primeiras camadas, corroborando o que foi observando no ensaio de palheta, que será melhor abordado mais a frente.

4.2 Da caracterização física

4.2.1. Índices físicos

A Tabela 4 traz os índices físicos iniciais aos estudos.

Tabela 4 - Propriedades Físicas das amostras indeformadas de solos.

Furo	γ_n kN/m³	W_{nat} %	γ_d kN/m³	γ_g kN/m³	e	n %	S %
01	19,55	30,01%	15,04	25,70	0,7087	41,48%	55,66%
02	17,77	38,35%	12,85	25,46	0,9813	49,53%	55,99%
03	20,23	35,74%	15,95	25,85	0,6206	38,30%	73,58%

O que pode ser inferido a partir da Tabela 4 é que os valores encontrados nos ensaios para determinação dos índices físicos estão de acordo com o que a literatura apresenta, com exceção ao peso específico aparente seco do Furo 02, mas o resultado exibido tem valores próximos aos expostos por Pinto (2002) que determina uma faixa de 13 kN/m³ a 19 kN/m³ para solos argilosos.

Ao analisar os resultados obtidos pode-se observar a proximidade de algumas características, como o peso específico seco dos grãos que detem variações muito pequenas entre elas, apesar da distância de coleta. A umidade natural, fator necessário para a determinação do peso específico aparente seco, índice de vazios, porosidade e saturação foi maior nos Furos 02 e 03, devido à proximidade com o leito do rio principal que banha o município, atinente ao furo 01 este foi o local com coleta mais distante do igarapé, por este motivo uma menor concentração de água pode ser encontrada.

4.2.2. Análise Granulométrica

A análise tátil-visual muito utilizada para determinação prévia do tipo de solo estudado, deve ser levada sempre em consideração, mas com cautela, pois as diferenças sutis entre as mudanças de dimensões da areia fina para silte e de silte para argila é de difícil percepção a olho nú. Pelo motivo citado o ensaio de granulometria é sempre fundamental, a partir dele pode ser previsto e justificado comportamentos de solos. Os resultados obtidos para tal ensaio estão expostos na Figura 59.

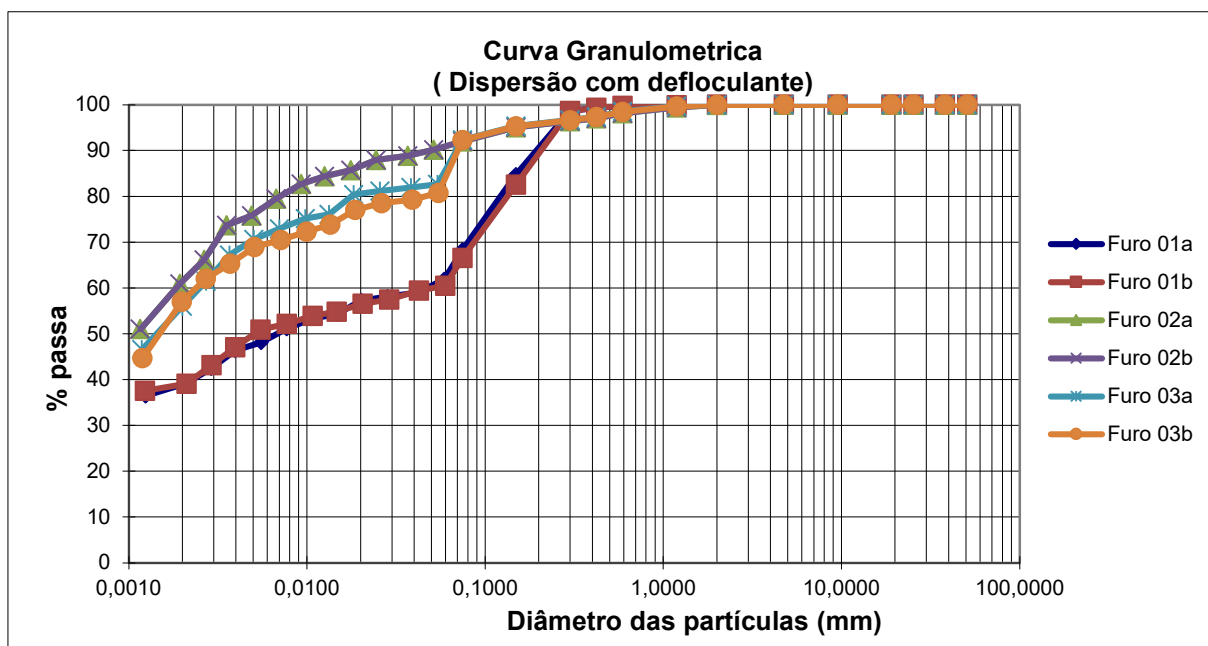


Figura 59 - Curvas granulométricas para seis amostras referentes às áreas analisadas.

Diante ao gráfico exposto é possível evidenciar que:

- Os três furos de sondagem estudados apresentaram elevada concentração de material fino passante na peneira N° 200, sendo que o Furo 01 foi aquele com características de solo mais diferentes dos demais, apresentando em média 38,61% de argila, 25,08% de Silte, 25,01% de areia fina, 11,04% de areia média e 0,26% de areia grossa;
- O Furo 02 mostrou-se como a região de estudo com maior parcela de finos sendo as argilas um total de 61,21%. Atinente as demais dimensões granulométricas, pode-se inferir a partir do gráfico que há a parcela de 29,90% de silte, 4,44% de areia fina, 2,76% de areia média e por fim 1,68% de areia grossa;
- O Furo 03 contém partículas de dimensões próximas ao encontrado no Furo 2. Tendo como componente principal a argila com porcentagem igual a 56,53%, ademais, a parcela de silte é considerável, ultrapassando os 30% e a parcela total de areia (somando

fina, média e grossa) igual a 12,55%;

- Além da argila, o silte se revelou um componente partícipe relevante, visto sua presença em alto grau em todas as amostras estudadas. Essa verificação é de suma importância visto que na literatura não se encontram muitas referências sobre essa granulometria, podendo assim ter comportamentos que se aproximem mais aos solos argilosos (coesos) ou os arenosos (não coesos);
- O solo analisado no Furo 01 é aquele com maior porcentagem de areia, o que pode influenciar bastante no comportamento do mesmo em relação a várias características do solo, dentre eles a resistência mecânica que irá neste caso mesclar entre parcial aderente coesiva e outra por atrito entre partículas;
- Como principal questão a ser levada, em relação aos dados obtidos, as investigações iniciais a partir da geomorfologia e o tátil-visual em visitas prévias foram de grande valia, visto que o objetivo de testar solos argilosos moles foi atingido.

4.2.3. Limite de plasticidade

Almejando a classificação dos solos estudados doravante, faz-se necessária a determinação do índice de plasticidade, visto que este é um dos fatores para a classificação final das amostras. Na Tabela 5 são destacados os valores obtidos para tal interpretação:

Tabela 5 - Resultados dos limites de liquidez, plasticidade, contração e índice de plasticidade.

Amostra	LL (%)	LP (%)	LC (%)	IP (%)
F01	25,45	18,16	11,83	7,29
F02	42,25	24,61	20,29	17,64
F03	39,75	23,02	19,8	15,93

Concordante aos resultados vistos anteriormente na granulometria as amostras analisadas apresentaram comportamento típicos de argilas. De acordo com a classificação mostrada anteriormente na Tabela 1, os furos 02 e 03, por possuírem IP igual a 17,64% e 15,93%, respectivamente, se enquadram na categoria de solos muito plásticos. A presença de silte nessas duas amostras ocupa uma parcela considerável do total, o que pode ter causado ainda uma redução no valor de IP.

Atinente à amostra F01, esta é a que detem a granulometria mais bem distribuída, apesar da concentração de argila ser ligeiramente maior que os demais. Devido ao exposto o solo apresentou características próprias, mas mesmo assim pode ser classificado como material de

plasticidade média. Com isso mais uma constatação importante foi obtida para que os objetivos desta pesquisa sejam aferidos, uma vez que todos os solos tem plasticidade e particularidades características de solos argilosos.

4.2.3 Classificação de solos

Neste momento munido de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade foi possível a classificação do solo a partir da norma D-2487 ASTM que foi inicialmente observada e elaborada por Casagrande em 1942 (DAS, 2010).

Na Figura 60 estão cruzados os dados de limite de liquidez e índice de plasticidade, obtendo-se assim, as classificações das amostras a partir do sistema unificado. Conclui-se com a figura que todas amostras estão dentro da categoria CL ou OL, porém os solos estudados são de material inorgânico, sendo assim a classe final a que pertencem é a CL, ou seja, solos argilosos com plasticidade maior que sete.

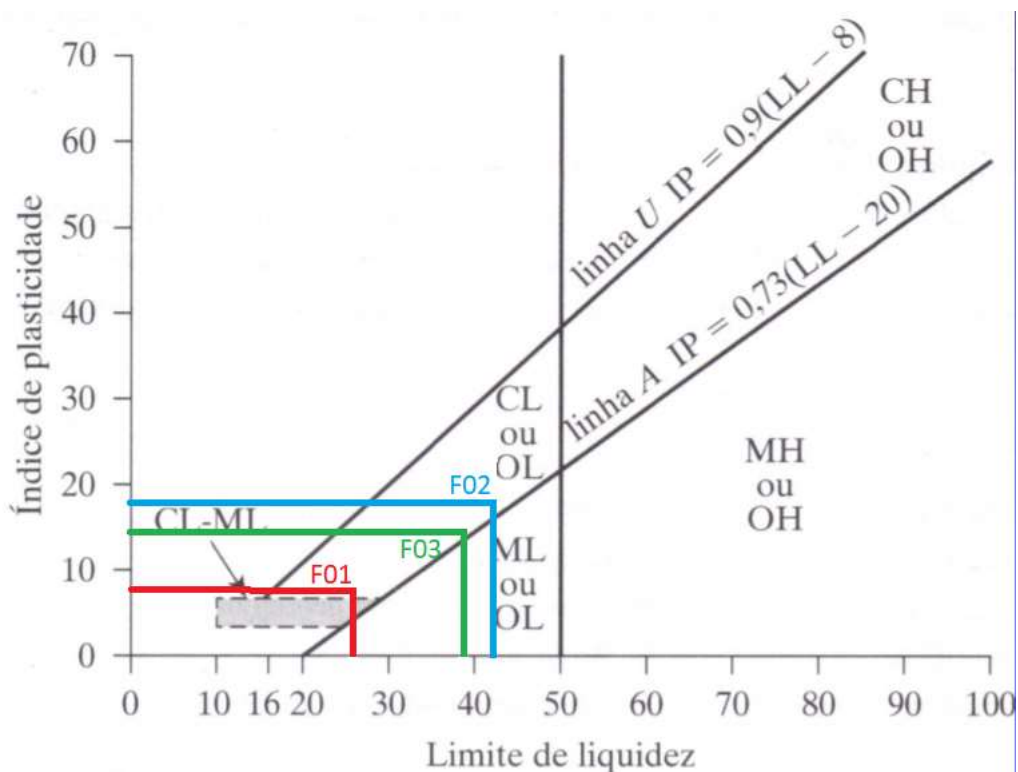


Figura 60 - Gráfico de classificação de solos pelo sistema unificado.

Fonte: Adaptado de DAS (2010)

4.3. Da caracterização mecânica

4.3.1. Resistência à compressão simples

Devido à simplicidade e a capacidade de determinação para parâmetros de análise, o ensaio de compressão simples foi executado em amostras indeformadas, como já explicado anteriormente, os resultados encontrados constam na Figura 61.

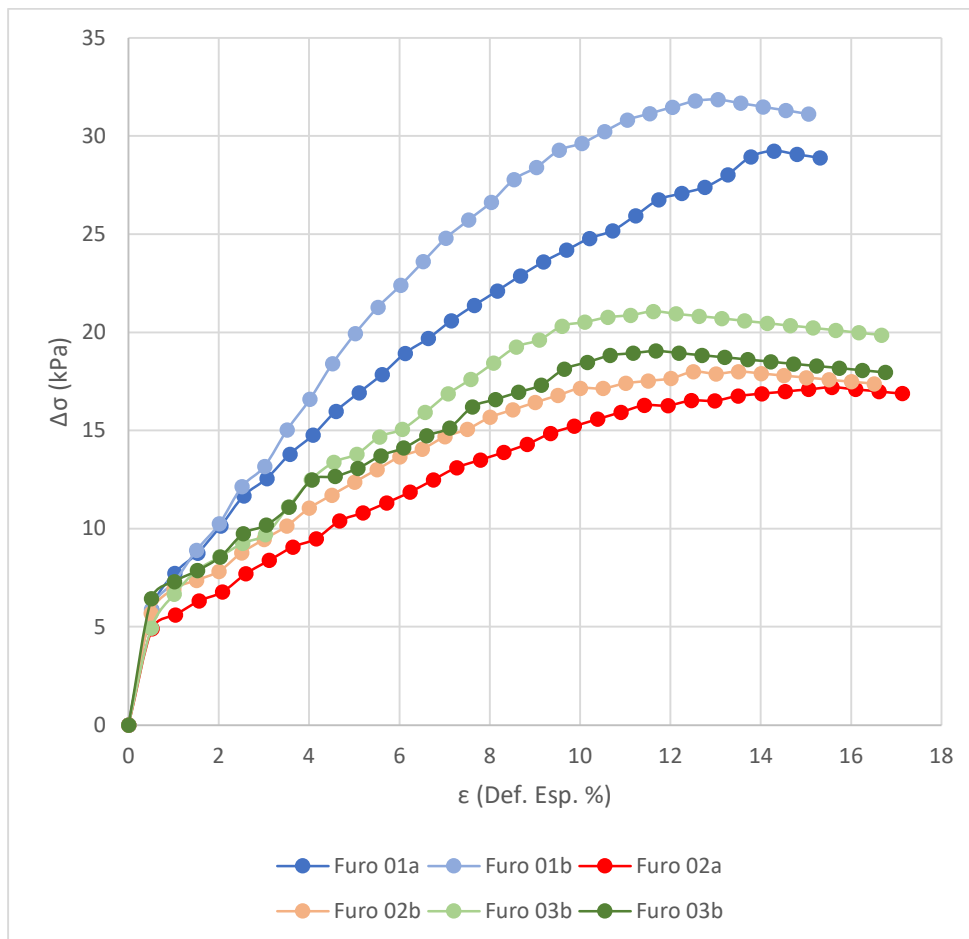


Figura 61 - Curvas de resistência a compressão simples de amostras de solos.

A amostra que obteve os maiores resultados são aqueles referentes ao furo 01, atingindo valores iguais a 29,25 kPa e 31,36 kPa respectivos às amostras a e b. Comportamento interessante tendo em vista que esse é o solo com maior concentração de areia o que em teoria deveria apresentar os menores valores de coesão, porém algo que pode explicar esse desempenho é o processo de moldagem do corpo. Nestas amostras foi utilizado prensa extratora o que em tese “empurra” o corpo de baixo pra cima enquanto o molde em pvc é fixado, o problema existente nesse processo é que o CP em estado natural contém muita água e estava em estado plástico, com isso, ao pressionar a base do CP a amostra sofreu certa compressão e expulsão de água o que findou numa resistência maior para o ensaio de compressão simples.

Os demais furos tiveram resistência variando entre 10,55 kPa e 18,61 kPa e, nestas amostras teve-se a precaução de não se utilizar o extrator mecânico e sim a serra para cortar o

molde. Porém, devido à umidade acima de 30%, a moldagem do CP para rompimento se mostrou deveras dificultosa, tendo-se um cuidado para não amolgar a amostra final. Findado o rompimento, os resultados podem ser classificados em relação a sua consistência de acordo com as referências divulgadas por Das (2010) e Vargas (1977) contantes na Tabela 6:

Tabela 6 - Picos de resistência à compressão simples.

Identificação	Amostra	Def. Esp (%)	σ (kPa)	τ (kPa)	Consistência
F01	a	14,80	29,25	14,63	Mole
	b	13,24	31,36	15,68	Mole
F02	a	15,57	17,21	8,61	Muito Mole
	b	13,50	18,01	9,00	Muito Mole
F03	a	11,68	19,09	9,55	Muito Mole
	b	11,62	21,1	10,55	Muito Mole

Concernete a consistência dos solos pode-se observar na Tabela 6 que todos os solos estão classificados como moles, o que é um ótimo resultado para a permanência das análises e o que corrobora o uso do vane test para estudo deste solo. Outra verificação possível dentro deste ensaio é a determinação da coesão, como não há tensão confinante apenas a carga normal é atuante para a ruptura, assim fazendo uso das teorias de Mohr foi possível observar a tensão tangencial atuante, sendo esta igual à metade σ . Os gráficos referentes a coesão presentes na tabela acima, constam nos anexos deste trabalho.

Na Figura 62 é possível observar o corpo de prova referente ao Furo 01 após o rompimento. Como citado, a alta taxa de umidade e a estada do molde próximo ao limite de liquidez justifica o comportamento do mesmo ao sofrer abaulamentos em sua base e grandes deformações ante à carga aplicada. A coesão existente graças à presença de argila permitiu que o corpo mantivesse seu formato próximo ao original, apesar da alta taxa de areia.



Figura 62 - Corpo de prova do Furo 01 rompido.

Relativo às demais amostras, são apresentadas na Figura 63 seus comportamentos. Devido nestas a taxa de argila ser maior e a umidade não se encontrar tão próxima ao limite de liquidez, como na situação anterior, estes corpos procedem de maneira mais plástica, sofrendo abaulamentos concentrados na região central e fissuras no sentido vertical.



(a)



(b)

Figura 63 - (a) corpo de prova no furo 2 rompido; (b) corpo de prova do furo 3 rompido.

4.3.2. Resistência ao cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento servirá para indicar se os resultados obtidos no “vane test” estão de acordo ou se estão próximos ao esperado, valendo lembrar que este equipamento usado para cisalhamento direto permite o escoamento de água, assim, a tensão de confinamento encontrada em situ será diferente da tensão normal cisalhante.

A aplicação do ensaio permitiu a elaboração da Tabela 7 e dos relatórios, presentes nos anexos. Nesta tabela estão presentes os resultados de coesão e grau de cisalhamento obtidos:

Tabela 7 - resumo de resistência ao cisalhamento dos solos estudados.

Identificação	Amostra	Coesão (kPa)	ϕ' (°)
F01	a	8,50	12,48
	b	5,00	12,72
F02	a	7,00	15,49
	b	18,50	15,57
F03	a	11,00	14,11
	b	12,50	14,65

Ao analisar a tabela acima é possível fazer algumas constatações, primeiramente sobre as amostras de Furo 01 que obtiveram os menores valores em coesão refutando os resultados encontrados na resistência a compressão simples, para explicar essa diferença é necessário relembrar o método utilizado no ensaio anterior para retirar a amostra do molde. Nesse novo ensaio fora utilizado serra e um cuidado maior para evitar o amolgamento do corpo, portanto além da literatura dizer que os ensaios de cisalhamento direto são mais confiáveis que os de compressão simples aqui serão levadas em consideração para análise os resultados identificados na Tabela 7, isso não quer dizer que os dados anteriores são descartáveis, mas que terão importância menor neste estudo servindo apenas para o direcionamento e ajuda na classificação de consistência do solo. Sendo assim, o Furo 01 obteve uma média para coesão igual a 6,75 kPa e ângulo de atrito igual a 12,60°, Das (2010) demonstra uma faixa de ângulo de atrito para solos argilosos que variam de 29,8% a 7,5% sendo assim os resultados obtidos neste furo estão dentro do que a literatura destaca como típico para solos argilosos. A coesão nesse caso apresentou resultados menores devido à taxa de umidade alta, com os corpos de prova próximos ao limite de liquidez, a água facilita o escoamento viscoso das partículas e reduz o potencial funcionamento coesivo.



Figura 64 - Corpo de prova rompido para amostras do Furo 1.

Atinente ao Furo 02, pode-se observar resultados médios de coesão iguais a 12,75 kPa e ângulo de atrito na casa de 15,53° estando também dentro do considerado típico para solos argilosos. Quando comparado aos resultados obtidos no ensaio anterior é possível destacar que a variação para valores de coesão não foi tão drástica, mas, novamente pelo fato do ensaio de cisalhamento ser mais sofisticado, os valores de 12,75 kPa serão utilizados para a comparação mais a frente.

No Furo 03 tem-se coesão média igual a 11,75 kPa, sendo valores bem próximos aos obtidos na compressão simples e ângulo de atrito igual a 14,38°. Com esses valores este solo pode seguir a classificação exposta por Das (2010) estando dentro do que é considerado normal para solos argilosos.

4.3.3. Ensaio da palheta

Atinente ao ensaio de palheta, algumas conjunções limitantes ao funcionamento do equipamento de baixo custo foram encontradas, dentre elas a extrapolação do limite de resistência não drenada do solo. A partir de certa profundidade, que será demonstrada mais a frente, a consistência do solo mudou drasticamente em todos os locais analisados, com a ajuda dos estudos de sondagem determinou-se que essa mudança ocorreu devido ao fato do solo argiloso mole estar presente apenas na camada superficial, sendo que nas demais é encontrada porções de solo arenoso os quais não apresentam coesão e conseqüentemente fogem as

limitações de análise através do *vane test*.

Para a realização dos ensaios foi retirada uma pequena camada de solo orgânico, tendo cerca de trinta centímetros nos três locais estudados. Os resultados obtidos em campo estão presentes nas Figuras 65, 67 e 69.

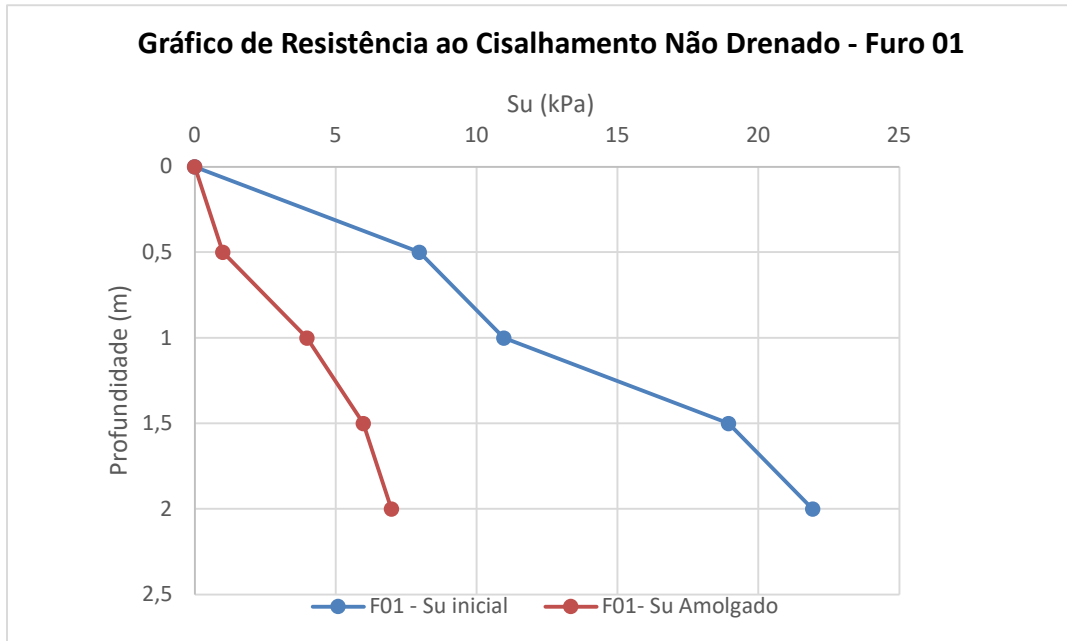


Figura 65 - Resistência ao cisalhamento não drenado do Furo 1.

O Furo 01 foi o local de primeiros testes práticos do equipamento, até então apenas a teoria tinha sido testada, como junções, resistência ao torque, peças de auxílio, montagem e assim por diante. Como citado anteriormente, uma pequena camada de solo veio a ser removida devido à presença de material orgânico (Figura 66), a partir daí o carro reboque foi posicionado de forma alinhada ao furo e a ponteira foi posicionada para início do ensaio. O ensaio transcorreu bem até chegar à profundidade de 2,0 m, a partir daí a ponteira não conseguiu mais penetrar o solo, sendo atingida a “nega” onde o carro reboque que pesa 600 kg mais contrapeso (500 kg) começaram a ser elevados. Com as evidências que surgiram no campo se deduziu que o solo a partir daquela profundidade não mais se enquadraria nos solos moles e, portanto, o ensaio seria finalizado ali.



Figura 66 - Escavação prévia de solo para a exclusão de material orgânico.

Os resultados encontrados na primeira análise apresentam valores característicos de solos argilosos moles em virtude da resistência ao cisalhamento com dados variando entre 7,97 kPa e 21,93 kPa. A sensibilidade varia pouco devido à profundidade e seguindo a classificação publicada por Skempton e Northey (1952), apud Baroni (2010) constante na Tabela 6, a argila é considerada de média sensibilidade

Tabela 8 - Classificação concernente a sensibilidade dos solos argilosos quanto a resistência ao cisalhamento não drenado.

Sensibilidade	S_t
Argilas insensíveis	1
Argilas de baixa sensibilidade	1 a 2
Argilas média sensibilidade	2 a 4
Argilas sensíveis	4 a 8
Argilas com extra sensibilidade	8 a 16
Argilas com excepcional sensibilidade (quick-clays)	> 16

Fonte: Skempton e Northey (1952), apud Baroni (2010)

Adiante, o furo 02 decorreu de maneira tranquila, até a profundidade de 2 m. Mais uma vez a ponteira atingiu a “nega” ao ultrapassar o valor citado, sendo mais preciso o ensaio teve de ser parado com 2,35 m e não foi possível a coleta do próximo ponto. Algumas

particularidades podem ser observadas na Figura 67, uma delas é a resistência nesse local que demonstra ser maior que no primeiro furo. A NBR 10905 diz que solos com resistência ao torque maior que 60 N.m são compreendidos como de consistência rija e é permitida a utilização de palheta com dimensões menores. Para o Furo 2 essa resistência foi atingida, porém por limitações financeiras, não foram confeccionadas palhetas com dimensões diferentes, com isso o ensaio continuou com os padrões descritos no subitem 3.2.3.1. Ademais, os resultados variaram entre 69,77 kPa e 16,94 kPa com sensibilidade variante ate 1,5 m de profundidade classificada como argila sensível e na ultima etapa é posta como argila de média sensibilidade (Tabela 8).

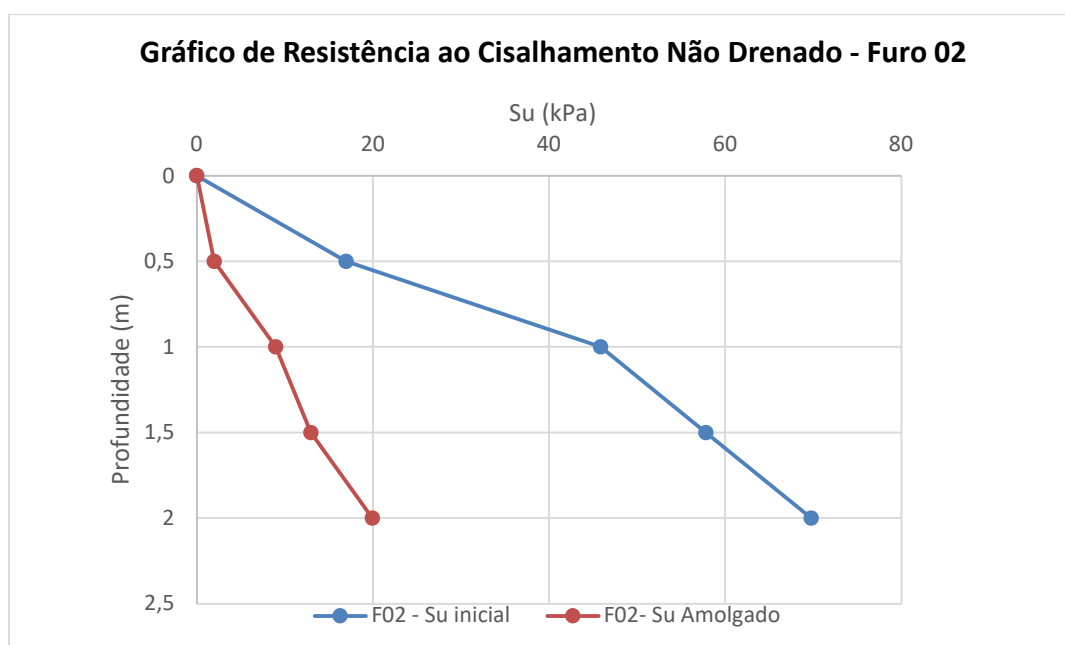


Figura 67 - Resistência ao cisalhamento não drenado do Furo 2.

O terceiro ponto estudado foi o que apresentou os maiores valores de resistência, fato interessante a ser elencado é o fato desta área ter sido analisada em local alagado (Figura 68). Os resultados obtidos variaram entre 79,74 kPa e 18,94 kPa (Figura 69) e a sensibilidade até 1 metro de profundidade é classificada como argila com extra sensibilidade, deste ponto para mais profundo a classificação muda de forma brusca sendo agora de baixa sensibilidade e a resistência amolgada permanece bem elevada.



Figura 68 - Terceiro ponto de estudo, área alagada em igarapé que deságua no Rio Preto da Eva.

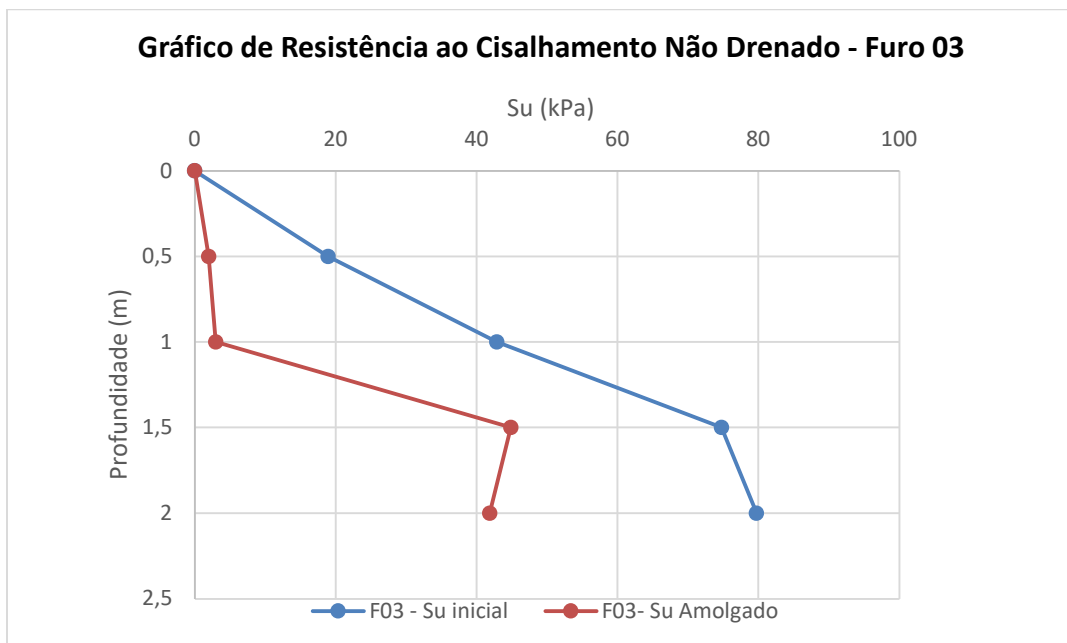


Figura 69 - Resistência ao cisalhamento não drenado do Furo 3.

É importante destacar o aumento gradual de resistência à medida que as análises rumam para o norte. Provavelmente este aumento pode estar relacionado à geomorfologia da região que, como demonstrado na Figura 2, à medida que se sobe o Rio, em algum momento a formação do solo se modifica para um mais antigo e que está mais consolidado.

4.4. Da caracterização química e mineralógica

As figuras 70 a 75 mostram os resultados encontrados do DRX e FRX dos furos 01, 02 e 03.

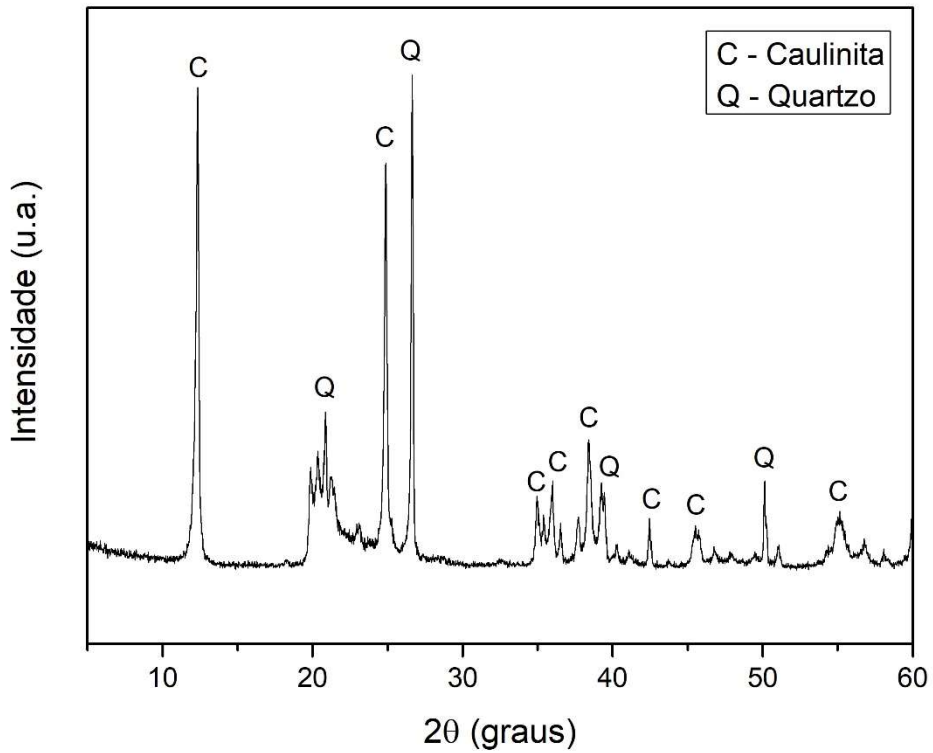


Figura 70 - Análise mineralógica no solo oriundo do Furo 01, via DRX.

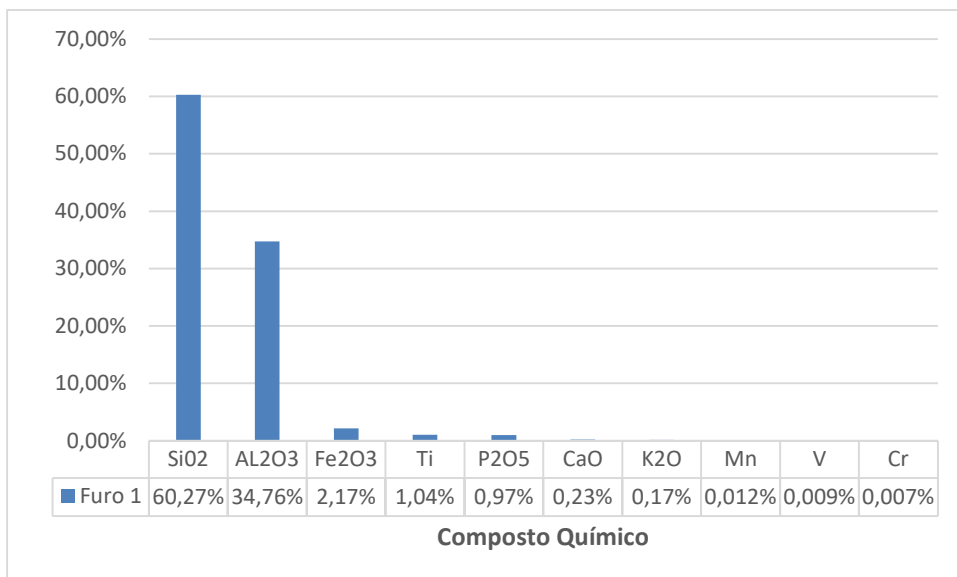


Figura 71 - Compostos químicos presentes no solo de Furo 01, via ensaio de FRX.

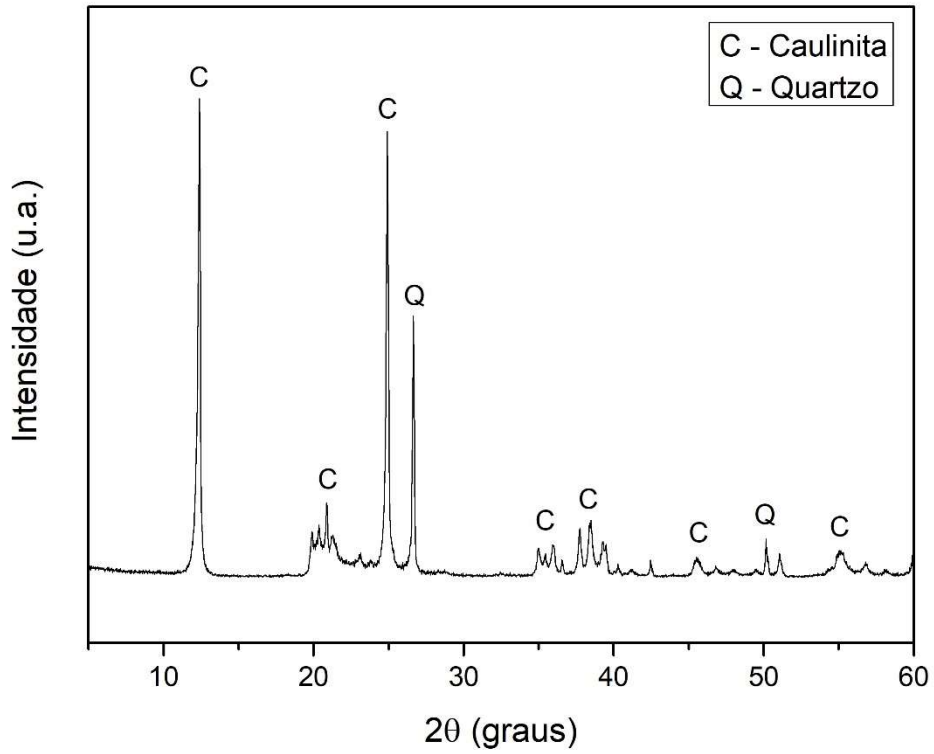


Figura 72 - Análise mineralógica no solo oriundo do Furo 02, via DRX.

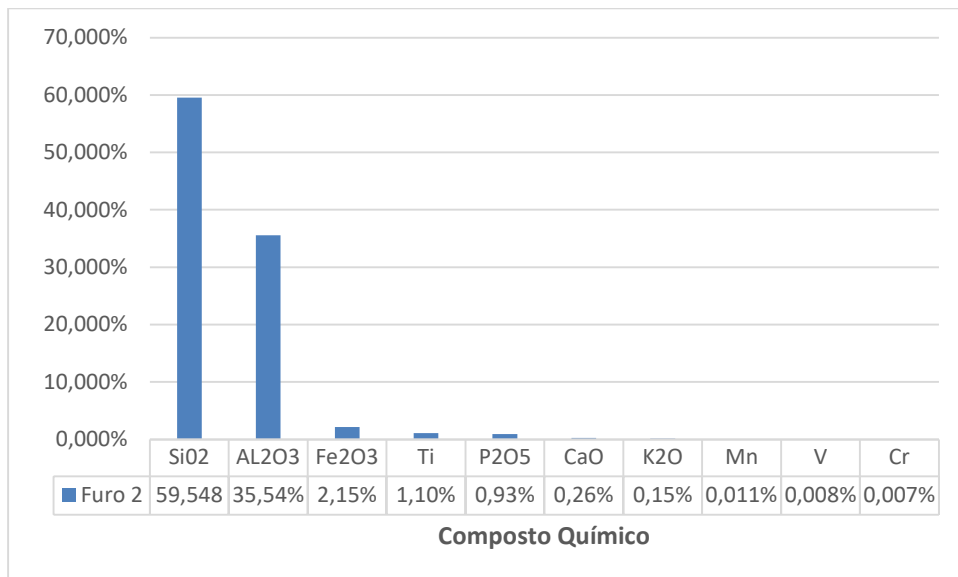


Figura 73 - Compostos químicos presentes no solo de Furo 02, via ensaio de FRX.

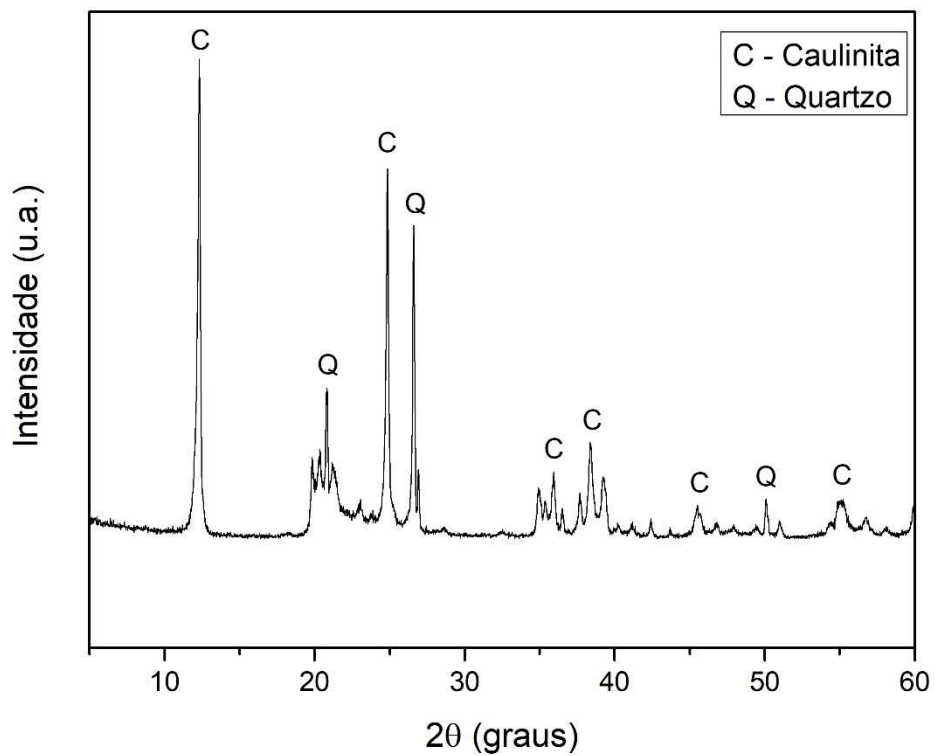


Figura 74 - Análise mineralógica no solo oriundo do Furo 03, via DRX.

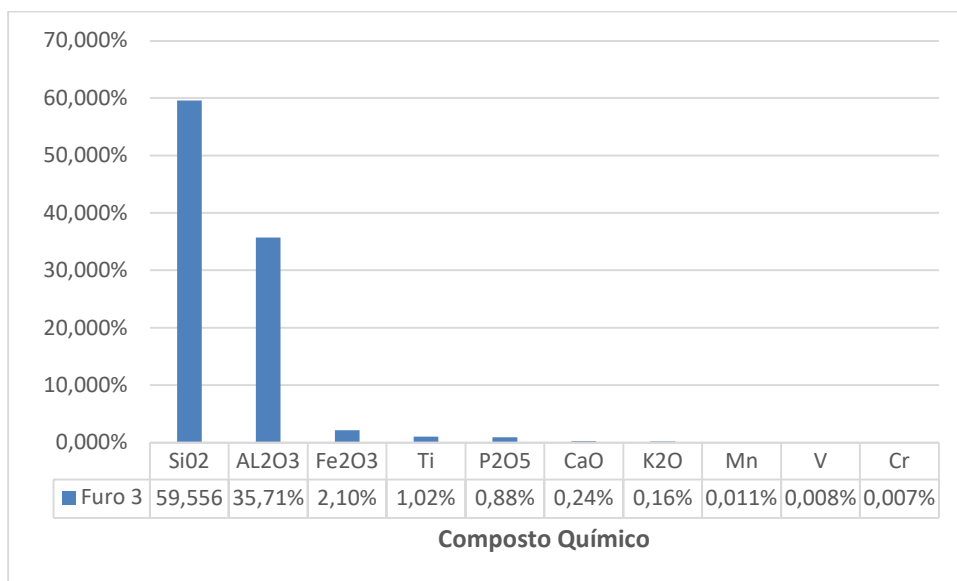


Figura 75 - Compostos químicos presentes no solo de Furo 03, via ensaio de FRX.

As fases identificadas, para o Furo 01, foram o quartzo, de composição química formulação SiO_2 (ref: 01-077-1060 e ICSD: 039830) e a caulinita, de formulação $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH}_4)$ (ref: 01-080-0885 e ICSD: 068697). Para o Furo 02 fora identificado o quartzo em formulação SiO_2 (ref: 01-086-2237 e ICSD: 040009) e a caulinita, de formulação $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH}_4)$ (ref: 01-079-1570 e ICSD: 066571). Atinente ao Furo 03 foram computados o quartzo em formulação SiO_2 (ref: 01-085-0794 e ICSD: 027826), a caulinita, de formulação $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH}_4)$ (ref: 01-080-0885 e ICSD: 068697). Resultados concordantes aos encontrados no FRX.

Com os dados dos ensaios foi possível inferir certas análises referente as amostras, sendo que apesar da distância dos pontos eles tem em sua composição os mesmos materiais em proporções variantes. O quartzo no estado de sílica gera certa permeabilidade nas amostras, porém a alta taxa de caulinita proporciona características importantes no final, sendo elas uma alta coesão e maior dificuldade para a fuga da água.

4.4 Das dificuldades encontradas com o equipamento de baixo custo

Na produção do carro reboque muitas ideias iniciais foram elaboradas para saber como ele seria ou como funcionaria. O primeiro protótipo iria funcionar de maneira diferente ao finalizado, neste modelo o carro seria levado ao local e depois virado verticalmente como mostrado na Figura 76. Seguindo esse modelo existiriam muitos problemas logísticos, ergonômicos e de acidentes para a equipe de execução, visto que o carro pesa quinhentos quilogramas e ainda carrega mais quinhentos quilos de contrabalanceamento em blocos de concreto. A verticalização seria muito dispendiosa e perigosa.

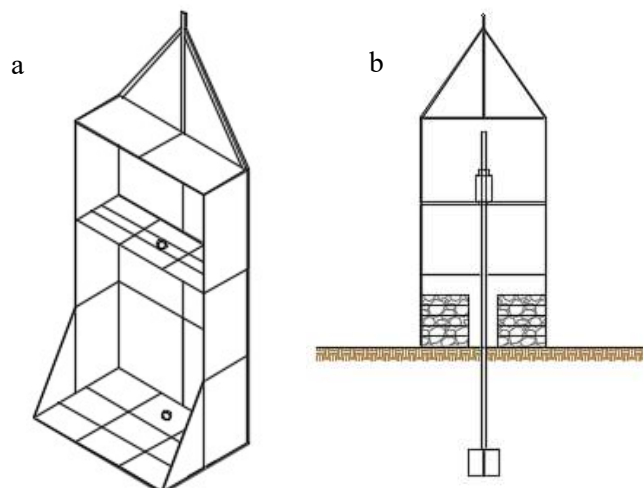


Figura 76 – (a) representação isométrica do 1º modelo do carro; (b) representação do funcionamento imaginado.

Para a redução dos problemas citados optou-se por modificar o funcionamento do carrinho, ao invés de verticalizado seu funcionamento seria na horizontal. A adaptação de um parafuso de rosca infinita para a cravação das hastes no solo foi um bom redutor de custos, tendo em vista que a ideia inicial era a utilização de macaco hidráulica vazado, o que se mostrou deveras honeroso fugindo muito a expossificação de baixo custo pensado para este trabalho.

As hastes de penetração foram testadas em um primeiro momento na Universidade Federal do Amazonas, próximo ao Laboratório de Pavimentação e apresentaram um bom funcionamento, no entanto em Rio Preto é que os testes mais rigosos foram feitos.

- Primeiro dia de ensaios em campo (02 de junho de 2019):

Sendo este o dia com maiores problemas encontrados, nenhum ensaio pôde ser concluído. O primeiro motivo foi a avaria sofrida na estrutura de perfuração no transporte para Rio Preto da Eva. Ocorre que inicialmente o equipamento foi pensado para funcionar com e sem o carro reboque, porém nesse transporte a chapa parafusada que prendia a haste de perfuração rasgou, deixando o carro e todo funcionamento frágil. Procurou-se um serralheiro na região para ajustes rápidos, mas como era um domingo as avarias foram reduzidas de maneira criativa para tentar executar o ensaio.

Como a haste ainda estava presa à estrutura do carro foram utilizadas cordas como peças de contraventamento para distribuir as tensões sofridas pelo pistão ao empurrar a ponteira para baixo. As cordas (Figura 77) também serviram durante a retirada das peças de análise que quando cravadas no solo so poderiam ser retiradas com auxílio dos guinchos, que geravam por vezes trações que quase arrancaram a já debilitada haste principal.



Figura 77 - Funcionamento das cordas improvisadas durancravamento da ponteira.

Como a adaptação das cordas funcionaram e permitiram a continuidade do ensaio, novos problemas foram surgindo mais a frente sendo estes mais relevantes. Até este momento as conexões de todas as peças extensoras, incluindo a ponteira eram dotadas de sistema de rosqueamento. Apesar das conexões estarem funcionando bem elas reduziam consideravelmente a seção transversal da haste de palheta que detem originamente uma área pequena, com isso durante a aplicação de torque duas peças extensoras romperam na altura nas conexões atingindo uma resistência máxima de 23 N.m. Sendo esta resistência baixa e longe do limite estabelecido pela norma para parâmetros de consistência de argila (acima de de 60 N.m a argila ganha consistência de rija) seria necessário adaptações nas junções e isso só pôde ser obtido durante a semana em Manaus. O sistema de rosqueamento foi todo alterado por chaveamento tipo macho-fêmea e parafuso com rosca o que gerou melhores resultados.

A terceira dificuldade foi o ponto de nega em que o carro reboque sofreu uma elevação do seu ponto de partida. Como não foram vistos motivos aparentes para isso acontecer, decidiu-se por retirar todo o equipamento e realizar uma escavação na profundidade de 2 m para averiguação do fundo do furo, imaginava-se que poderia ser alguma raiz grossa, o que não foi

confirmado, mas sim a mudança de tipo de solo que demonstrava através do tátil-visual ser um solo bem arenoso. Com isso foi decidido finalizar o dia e retornar a Manaus para adaptações em todo o equipamento.

- Segundo dia de ensaios em campo (09 de junho de 2019):

Na segunda visita a Rio Preto foram realizadas mudanças nas conexões de peças e foram instalados perfis metálicos na estrutura principal de pistão pra funcionar como contaventamento o que gerou maior estabilidade durante o transporte do carro e conseqüentemente reduziu bastante o tempo de viagem que no primeiro dia foi de 2h e 30 min para 1h e 15 min. Nesse mesmo dia foi possível executar o primeiro ensaio completamente, sendo que a haste de palheta conseguiu resistir mais do que a semana anterior.

Em relação ao segundo furo analisado, como já demonstrado, a resistência ao cisalhamento encontrada foi deveras maior. Devido às mudanças e adaptações em todo o equipamento, resistências maiores puderam ser atingidas, no entanto, em determinado ponto a haste de palheta rompeu novamente em sua conexão, desta vez gerada pela fragilidade na solda do sistema chaveado. Com o problema destacado seriam necessárias novas mudanças, visto que a resistência máxima ao torque foi de 45 N.m ainda longe do limite para solo mole estipulado pela norma.

- Terceiro dia de ensaios em campo (16 de junho de 2019):

Para continuar os ensaios a solda das peças chaveadas foram substituídas por novas em aço inoxidável que apresentam resistências bem maiores que a usada anteriormente. Com as novas adaptações resistências acima de 80 N.m foram atingidas o que tornava possível a continuidade dos ensaios para argila mole a média.

Finalizada as etapas de ajustes, os furos de numero dois e três puderam finalmente ser executados em sua totalidade, visto a resistência alta nesses solos.

4.5 Da comparação dos resultados obtidos

Em posse de todos os valores obtidos em laboratório e em campo foi possível cruzar resultados para por fim gerar conclusões. Primeiramente, é importante mais uma vez destacar algumas peculiaridades encontradas nos ensaios laboratoriais que geraram resultados atípicos,

mas que ao serem reanalisados tem-se um direcional mais correto ao esperado para solos argilosos, com isso é importante ressaltar como os ensaios in situ são importantes, desde que sejam realizados de forma cuidadosa e com responsabilidade.

Pode-se constatar com os resultados que os solos são argilosos, sendo que apenas um dos furos tem uma porcentagem mais equilibrada, sendo assim os valores encontrados nos ensaios de resistência ao cisalhamento direto e compressão simples estão de acordo com o que a literatura explica.

Com a constatação acima é possível prosseguir a comparação dentre os métodos em campo, com vane test e SPT, visto que um dos objetivos específicos deste estudo foi a confecção de um equipamento de baixo custo para teste da palheta. De acordo com Baroni (2010), a medida do número de golpes nos ensaios de SPT em argilas muito moles não pode ser relacionada aos parâmetros de resistência para solos argilosos. Em certas situações o peso da estrutura que está sobre o solo mole afunda sem necessidade de golpe, então o operador segura a estrutura para que o amostrador não se perca dentro da argila. Sendo assim o objetivo da execução do ensaio de SPT é de identificar o perfil de subsolo e auxiliar na execução dos demais ensaios, sendo ideal para solos granulares.

Além do exposto o método ideal para estudo de solos argilosos é o de análise cisalhante e não por golpes, tanto que no laboratório solos granulares não passam por ensaios como compressão simples sendo que suas resistências se baseiam apenas em aplicação de carga partícula a partícula, não existindo as tensões neutras ou coesivas. Por estes motivos o ensaio de palheta neste estudo é mais adequado para análise de solos argilosos como poderemos ver mais a frente.

Os resultados de tensões admissíveis encontrados nos ensaios de SPT estão presentes na Tabela 9 e a partir dela pode-se observar como os valores de tensão neste ensaio estão muito acima ao que fora encontrado no laboratório e no teste dde palheta.

Tabela 9 - Valores de tensão admissível dos ensaios de SPT.

Profundidade	Tensão Admissível (kPa)		
	Furo 01	Furo 02	Furo 03
1	215,75	196,13	176,52
2	245,16	225,55	245,16
3	264,78	254,973	294,2
4	304	284,39	313,813
5	Impenetrável	294,2	353,04

Na camada de profundidade de um metro, foram retiradas as amostras testadas em laboratório, portanto neste momento serão comparados todos os ensaios. Em referência a tensão admissível do SPT encontramos valores de 215,75 kPa, 196,13 kPa e 176,52 kPa, para os furos 01, 02 e 03, respectivamente. Estes valores representam uma diferença considerável ao encontrado no ensaio de palheta que foram iguais a 10,96 kPa, 45,85kPa e 42,86 kPa, com isso é notável que um dos métodos não representa bem a análise de resistência de solos coesivos. Para determinar qual dos dois métodos está mais próximo da resistência real serão levados em consideração os dados atingidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Visto que os resultados para cisalhamento direto tiveram variação entre 18 kPa e 53 kPa para furo 01, 24 kPa e 76 kPa para Furo 02 e 25 kPa e 66 kPa para Furo 03, pode-se observar que nem sobre uma tensão normal de 200 kPa os valores se aproximaram ao estabelecido pelo SPT, porém quando evidenciado o vane test este apresenta resultados mais próximos aos de laboratório, demonstrando mais uma vez aquilo que a literatura dita para análise de solos moles.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões sobre a pesquisa

Diante dos dados e exposições partícipes nesta pesquisa o estudo e análise de solos moles é de suma importância para a engenharia, visto que são solos com comportamentos atípicos, com ampla dificuldade em sua previsibilidade comportamental, onde muitos fatores podem influenciar sua conduta, dentre eles a porcentagem de argila, taxa de umidade, tipo de argilomineral e assim por diante, então aqui fica ressaltada a necessidade de estudos adequados para tais amostras.

Os estudos prévios visando a geomorfologia se mostraram de grande valia para essa pesquisa, pois devido ao auxílio do mapa elaborado pelo IBGE foi possível traçar pontos com uma maior probabilidade de encontrar solos moles e como pode ser observado nos dados expostos estes solos foram descobertos com sucesso para análise.

As análises de caracterização física e química ajudaram na determinação e compreensão no comportamento dos solos moles. Quanto às análises de resistência obtidas em laboratório, é importante ressaltar a dificuldade de se moldar corpos de prova em solos moles com alta taxa de umidade e argila, por esse motivo os ensaios em campo são de grande importância para análise mais fidedigna dos valores de resistência e que não haja amolgamentos das amostras o que é praticamente impossível devido à alta plasticidade dos exemplares, então não somente o trajeto é um problema, mas a simples extração do CP do molde mostra-se um possível causador de amolgamento.

Os resultados obtidos em laboratório através dos ensaios de compressão simples e resistência ao cisalhamento direto geraram classificações para os solos aqui analisados variando de consistência muito mole a mole o que caracteriza três pontos ao longo da margem do rio principal que banha o município de Rio Preto da Eva.

Quando analisadas profundidades maiores com auxílio do SPT, pode-se observar uma configuração de camadas muito similares nos três pontos estudados sendo que a dois metros sempre há a existência de solos argilosos, quando se mantém a perfuração a surgimento de solos granulares o que descaracteriza o uso de vane test para tais aluras.

Atinente ao equipamento para ensaio de palheta, fora investido em sua produção o valor aproximado de R\$ 10.500,00 o que é bem abaixo dos equipamentos encontrados no mercado sendo os mais baratos acima de R\$ 40.000,00. Outra diferença importante a ser ressaltada é que estes equipamentos no mercado realizam o ensaio Tipo B que a norma determina, esse tipo de

ensaio não é o ideal, pois nele é feito um furo prévio com retirada de camada superior ao ponto estudado o que por sua vez gera um relaxamento na tensão de confinamento e reduz a resistência real do solo. O aparato aqui desenvolvido executa o Tipo A de ensaio que apresenta resultados mais fidedignos as tensões no solo.

O equipamento desenvolvido tem uma série de limitações. Por exemplo, é necessário locais de análise em que o carro reboque possa alcançar, mas não há a necessidade da região estar totalmente plana, pois devido aos pedais de estabilização o reboque consegue vencer áreas com até 25° de inclinação. Outro ponto que dificulta o funcionamento do equipamento é o pistão que funciona a partir de giro com rosca infinita, sendo que sua descida é bem lenta e cansativa ao operador o que deixa bem demorado as análises das camadas do solo. O peso do carrinho mais o contra peso (blocos de concreto) são bem úteis para o fincamento das hastes nos solo, porém em certos locais o carro que puxava o reboque atolou e não conseguiu posicionar no local de análise, com isso foi necessário a arraste do equipamento de forma manual o que se mostrou deveras dificultoso e cansativo.

Em relação aos valores obtidos para resistência com SPT e vane test, fica claro como o segundo é mais adequado as análises de solos moles, visto que os resultados para este são bem próximos aos obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Por fim, com a pesquisa aqui realizada foi possível determinar a consistência mole a muito mole nos solos as margens do Rio Preto, com resistências cisalhantes baixas, o que por sua vez gera a necessidade de atenções específicas em obras próximas aos igarapés e ao rio, principalmente aquelas que terão suas fundações do tipo rasas. Atinente ao equipamento de baixo custo, todas as exigências de norma foram cumpridas, tanto espessuras, quanto resistências do materiais, funcionamento do ensaio e assim por diante, portanto pode-se concluir que os resultados obtidos pelo aparato de baixo custo são confiáveis, findando então que apesar das limitações encontradas pelo equipamento o mesmo serviu muito bem as necessidades propostas.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Recomenda-se que para pesquisas futuras sejam realizados maiores números de furos de sondagem, assim como vane test para efeitos comparativos e determinação de uma maior faixa de análises ao longo do Rio Preto da Eva.

Junto à análise é sugerido que amostras indeformadas e deformadas de maiores profundidades sejam retiradas para estudos estatísticos mais acurados na classificação de consistência dos solos na região.

Recomenda-se a inclusão na bateria de ensaios o triaxial, para uma melhor comparação aos resultados obtidos a partir do vane test. Para futuras adaptações no equipamento de baixo custo é sugerida a adaptação do pistão em rosca infinita com rotor mecânico, para uma maior agilidade na obtenção de resultados.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6508 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6484 - Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6484 – Solos - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ARENARE, Bruna de Souza. **Estudo da Estrutura, Morfologia e Mineralogia de um Sistema de Solos Laterítico-Podzolizado na bacia do Alto Rio Negro – AM**. Rio Claro (SP): Universidade Estadual de São Paulo – UNESP. (Dissertação de Mestrado em Geografia), 2007.

Baroni, Magnos. **Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca**. Rio de Janeiro: Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2010.

BELICANTA, A.; FERRAZ, R, L. **Fundamentos e métodos de medidas de energia dinâmica no SPT**. Revista Solos e Rochas. ABMS, vol. 22, n. 3. 2000.

BELLO, M. I. M. C. V. **Parâmetros geotécnicos e banco de dados de argilas moles: o caso de Suape**. Tese de doutorado, Universidade Federal de Pernambuco. UFPE. Recife, 2011.

BENTO, A. H.; FROTA, C.A. **Carta de escavabilidade da região urbana de Manaus**. 9º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Pedro, SP, 1999. v CD-ROM.

BISCONTIN, G. et al. **Influence of Peripheral Velocity on Vane Shear Strength of an Artificial Clay**. Geotechnical Testing Journal, v. 24, n. 4, p. 423, 2001.

BJERRUM, L. **Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils**. Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, 1973, vol. 3, pp 111-159.

BLIGHT, G. E. **A Note on Field Vane Testing of Silty Soils**. Canadian Geotechnical Journal, v. 5, n. 3, p. 142–149, ago. 1968.

CADETE, A.N.M. **Avaliação da resitência não drenada de uma argila orgânica mole no bairro chão de estrelas em Recife-PE**. Recife, 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coordenadoria de Pós-Graduação, Universidade Federal de Pernambuco.

CARVALHO, I. S. **Proposta para certificação das empresas de sondagens a percussão – tipo SPT**. 2012. 94 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Mato Grosso. Cuiabá-MT, 2012.

CAVALCANTE, E.H. **Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2002. 430 p.

CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. **Disturbance effects of field vane tests in a varved clay**. Proceedings of the 2nd International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, n. October, p. 861–867, 2004.

CHANDLER, R. **The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane**. In: **Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies**. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 1988. p. 13–13–32.

COSTA, A.R.A. **Tectônica cenozóica e movimentação salífera na bacia do amazonas e suas relações geodinâmicas das placas da América do Sul, Caribe, Cocos e Nazca**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geociências, Universidade Federal do Pará, 2002. 257p.

- COSTA, J.B.S.; HASUI, Y. **O quadro geral da evolução tectônica da Amazônia.** In: SBG, Simp.Nac. Est. Tec., 3, Rio Claro. Anais, 1991, 1:142-145.
- COUTINHO, R. Q. **Características de adensamento com drenagem vertical e radial em argila mole na Baixada Fluminense.** Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1976.
- CUNHA, E. E. S. **Correlações entre resultados de ensaios SPT e CPT para solo arenoso sedimentat.** Natal, 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coordenadoria de Pós-Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- CUNHA, E. F. S.; FREITAS, M. E.; PAZ, J. D. S.; NOGUEIRA, A. C.R. **Vulcanismo, iricoumé na Sedimentação da formação Urupí, região do Rio Tapirí, mina do Pitinga AM.** In: SBG - Núcleo Norte, Simpósio de Geologia da Amazônia, 10. Anais:283-285.
- DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 2. Ed. São Paulo: Cengage Learning, 2013.
- D'ANTONA, R.J.G.; REIS, N. J.; ARAÚJO, I. B.; ROSA, S.F.; NAVA, D.B. **Sinopse socioeconômica do principal pólo cerâmico do Amazonas - Pólo-Cacau-Pirêra, Iranduba e Ariaú (PCIA).** In. SBG-núcleo Norte, Simp. Geol. Amaz., 9, Belém, CD-rom, 2006.
- EDEN, W. J. **An Evaluation of the Field Vane Test in Sensitive Clay.** In: **Van Shear and Cone Penetration Resistance Testing of In-Situ Soils.** 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, WestConshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 1966. v. 399p. 8–8–10.
- EL-SHERBINY, R. M; SALEM, M A. **Evaluation os SPT energy for Donut and Safety hammers using CPT measurements in Egypt.** In: Ain Shams Engineering Journal, 2013, Egypt, Vol. 4, pp. 701-708.
- ESPÍNDOLA, M. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do aeroporto internacional Hercílio Luz.** Florianópolis, 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Santa Catarina (SC), Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, 215p.

FAYOLLE, A. **Análise Poroelástica não linear do vane test em regime de fluxo transiente.** Porto Alegre, 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coordenadoria de Pós-Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

FLAATE, K. **Factors Influencing the Results of Vane Tests.** Canadian Geotechnical Journal, v. 3, n. 1, p. 18–31, fev. 1966.

FUTAI, M. M.. **Considerações sobre a Influência do adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles.** 2010. São Paulo: Tese (Livre Docência em estruturas e Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2010. 197p.

GRIM, R. E. **Clay mineralogy.** Nova York: Mc Graw - Hill Book Company, Inc., 1953.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - **Mapa geomorfológico do estado do Amazona.** Disponível em: <<https://mapas.ibge.gov.br/tematicos/geomorfologia>>. Acesso em 15 de junho de 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - **Rio Preto da Eva.** Disponível em: < <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/am/rio-preto-da-eva/sp/sao-jose-do-rio-preto.html>>. Acesso em 15 de junho de 2019.

ISHIHARA, K.; SILVER, M. L.; KITAGAWA, H. **Cyclic strength of undisturbed sands obtained by a piston sampler.** Soil and Foundation - Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 19, n° 3, Sept. 1979.

HEAD, K. H; EPPS, R. J. **Manual of soil laboratory testing: Volume 2: Permeability, shear strength and compressibility tests.** 3° Edição. Escócia: Editora Whittles Publishing, 2011.

Massad, F. **História geológica e propriedades dos solos de baixadas: Comparações entre diferentes locais da costa brasileira.** In: Depósitos Quaternários das Baixadas Brasileiras, Rio de Janeiro, 1998, p. 3.1-3.34.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia.** Oficina de Textos, São Paulo,

2003.

Mitchell, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**, John Wiley and Sons, Inc, 1996, 1a ed., 437p.

NOREÑA, P. C. T. **Estimativa da eficiência do ensaio SPT através da execução da prova de carga estática sobre o amostrador**. 167 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.

ODEBRECHT, E. **Medidas de Energia no Ensaio SPT**. Doutorado em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ORTIGÃO, J.A.R. e COLLET, H. B. **A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta**. In: Solos e Rochas, 9, 2. São Paulo: ABMS. 1968.

PEREIRA, L. B. **Estudo comparativo entre a eficiência de sondagens SPT e sísmica rasa para determinação de parâmetros geotécnicos em área do município de Caçapava do Sul, RS**. Caçapava do Sul, 2015. Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso em Geologia). Coordenadoria de Graduação, Universidade Federal do Pampa.

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

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. Oficina de Textos. São Paulo, 2000.

PÓVOA, L. M. M. **Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ**. Campos dos Goyatacazes, 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coordenadoria de Pós-Graduação, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.

ROY, M.; LEBLANC, A. **Facteurs influençant la mesure au scissomètre**. Bull Liaison Lab Ponts Chauss, n. 144, p. 25–35, 1986.

RIKER, S. R. L.; LIMA, F. J C.; MOTTA, M. B.; SILVA, D. P. B. **Geologia e recursos**

minerais da região metropolitana de Manaus. Amazonas: CPRM, 2016. 238 p. il. color.

SANTIAGO, E. P.; DAMASCENO, A. J.S.; ROCHA, L.C.; CARTAXO, E. F.; FROTA, C. A. **Evaluation of the soil resistivity in the city of Manaus aiming small residential grounding system.** International Symposium on Lightning Protections, 3-7 out. 2011.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** Second Edition: John Wiley & Sons. New York, 1967.

TORSTENSSON, B. A. **The pore pressure probe.** Norsk Jord-Og Fjellteknisk Forbund Oslo, Foredrag 34.1-34.15. Troedheim, Norway, 1977.

VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos.** São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Editora da Universidade de São Paulo, 1977.

WANDERLEY FILHO, J. R. **Evolução Estrutural da Bacia do Amazonas e sua Relação com o Embasamento.** Dissertação de mestrado, Curso de Pós-Graduação em Geociências, Universidade Federal do Pará, 1991. 125 p.

ENGSOLOS

Análise Técnica e Engenharia

QUALIDADE E CONFIABILIDADE

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T) - NBR - 06484

OBRA:	ESTUDO DO SUBSOLO	Início da Sondagem:	22/06/2019
LOCAL DO ENSAIO:	Ponto 2 - Coordenadas 2° 42' 42,2" S e 59° 40' 33,4" W	Término da sondagem:	22/06/2019
SONDAGEM N.º:	SP - 02	Cota da boca do furo em relação ao RN próx.:	0,0000
INTERESSADO:	MESTRANDO ARIEL		

PERFÍL ESTRATIGRÁFICO

PROFUNDIDADE EM (m)	N.A	AVANÇO	COTA EM RELAÇÃO AO RN	Índices de Penetração			N _{SPT}		Profundidade X N _{SPT}	AMOSTRA	DISCRIMINAÇÃO DA CAMADA	PROF. CAMADAS (m)
				N.º de Golpes			Maior de					
				1º 15	2º 15	3º 15	1º+2º	2º+3º				
		TC	0,0000									
1		TC		2	4	5	6	9		Areia média e fina, pouco Siltosa Cinza Clara - Terreno Natural	0,00	
2		CA		5	5	6	10	11		Cinza Clara - Terreno Natural	0,30	
3		CA		6	6	7	12	13		Silte Argiloso, pouco Arenoso, Cinza Claro	2,45	
4		CA		6	7	8	13	15		Areia Média a Fina, Medianamente compacta, Siltosa, Cinza Clara	2,80	
5		CA		7	8	8	15	16		Areia Média a Fina, Medianamente compacta, Siltosa, Cinza Clara	3,75	
										Areia Média a Fina, Medianamente compacta, Siltosa, Cinza Clara	5,45	
										Limite da Sondagem	5,45	

TH - Trado helicoidal TC - Trado concha 1º+2º = linha tracejada N.A - Nivel de água
CA - Circulação de água P - Percussão 2º+3º = linha cheia L.S - Limite da Sondagem

Sondador


Responsável Técnico

ENGSOLOS

Análise Técnica e Engenharia

QUALIDADE E CONFIABILIDADE

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T) - NBR - 06484

OBRA: ESTUDO DO SUBSOLO Início da Sondagem: 22/06/2019
 LOCAL DO ENSAIO: Ponto 3 - Coordenadas 2° 38' 26,5" S e 59° 44' 05,5" W Término da sondagem: 22/06/2019
 SONDAÇÃO Nº: SP - 03 Cota da boca do furo em relação ao RN próx.: 0,0000
 INTERESSADO: MESTRANDO ARIEL

PERFÍL ESTRATIGRÁFICO

PROFUNDIDADE EM (m)	N.A	AVANÇO	COTA EM RELAÇÃO AO RN	Índices de Penetração			N _{SPT}		Profundidade X N _{SPT}	AMOSTRA	DISCRIMINAÇÃO DA CAMADA	PROF. CAMADA (m)
				Nº de Golpes			Maior de					
				1º	2º	3º	1º+2º	2º+3º				
		TC	0,0000	15	15	15						
1		TC		2	4	4	6	8		Material Orgânico, Escuro Terreno Natural	0,00	
2		CA		4	6	6	10	12		0,35		
3		CA		5	7	9	12	16		2,50		
4		CA		6	8	10	14	18		2,95		
5		CA		7	9	12	16	21		3,95		
										5,45	Areia Média a Fina, Compacta, Siltosa, Cinza Clara	
											5,45	Areia Média a Fina, Compacta, Siltosa, Cinza Clara
												Limite da Sondagem

TH - Trado helicoidal TC - Trado concha 1º+2º = linha tracejada N.A - Nivel de água
 CA - Circulação de água P - Percussão 2º+3º = linha cheia L.S - Limite da Sondagem

Sondador

Responsável Técnico

ANEXO B – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO



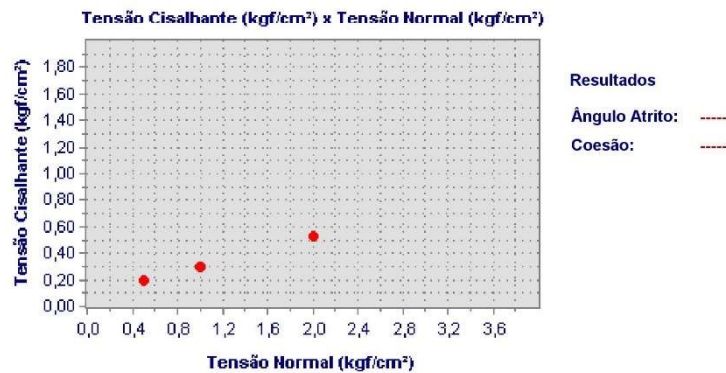
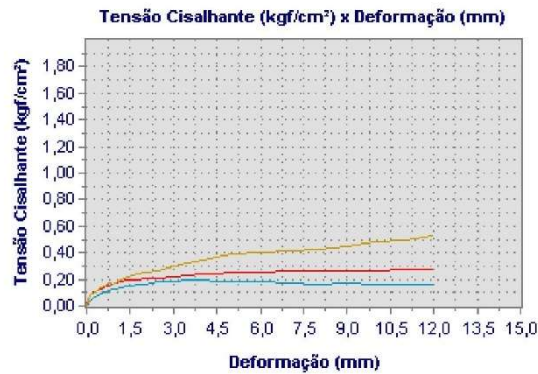
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da amostra: Ariel Praia - Furo 1 - PPGEC
Número Programa:
Número da Amostra: 1
Data do ensaio: 25/06/2019
Tipo Ensaio: Ensaio rápido
Condição Moldagem: Cravação

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Altura (cm)	Lado (cm)	Tensão Normal (kgf/cm ²)	Tensão Cisalhante (kgf/cm ²)
1	3,52	4,84	0,50	0,20
2	3,54	4,77	1,00	0,30
3	3,57	4,86	2,00	0,37
4	3,31	4,87	2,00	0,53

Gráficos dos Ensaios




PDF Complete
 Your complimentary use period has ended.
 Thank you for using PDF Complete.
[Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features](#)

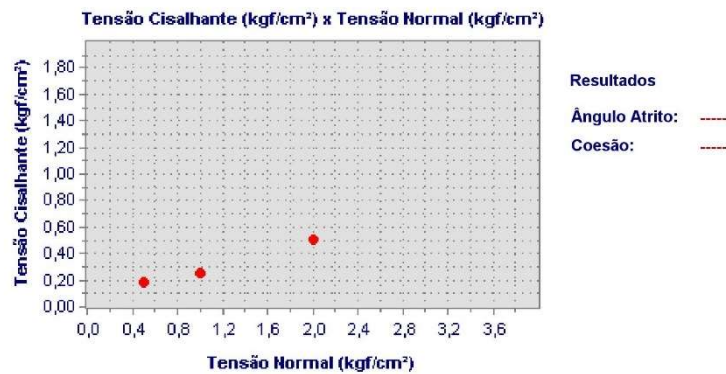
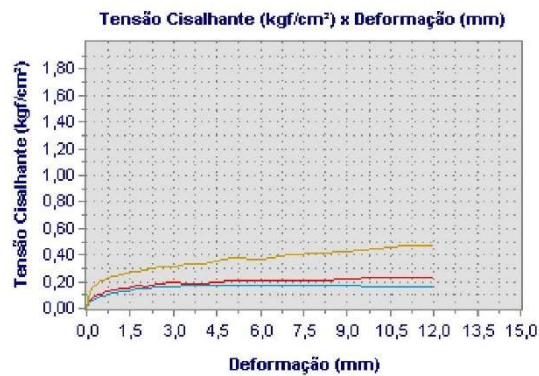
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da amostra: Ariel Praia - Furo 1 - PPGEC
 Número Programa:
 Número da Amostra: 2
 Data do ensaio: 25/06/2019
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido
 Condição Moldagem: Cravação

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Altura (cm)	Lado (cm)	Tensão Normal (kgf/cm ²)	Tensão Cisalhante (kgf/cm ²)
1	3,31	4,83	0,50	0,18
2	3,52	4,82	1,00	0,25
3	3,61	4,70	2,00	0,51

Gráficos dos Ensaio




PDF Complete
 Your complimentary use period has ended.
 Thank you for using PDF Complete.
[Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features](#)

Dados Cadastrais da Amostra

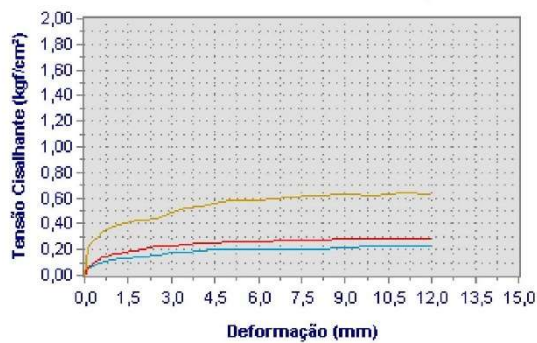
Nome da amostra: Ariel Praia - Furo 2 - PPGEC
Número Programa:
Número da Amostra: 2
Data do ensaio: 24/06/2019
Tipo Ensaio: Ensaio rápido
Condição Moldagem: Cravação

Informações dos Corpos de Prova

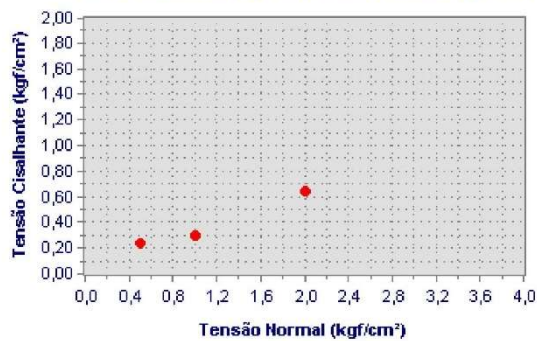
Corpo Prova	Altura (cm)	Lado (cm)	Tensão Normal (kgf/cm ²)	Tensão Cisalhante (kgf/cm ²)
1	3,46	4,89	0,50	0,24
2	3,33	4,89	1,00	0,30
3	3,60	4,90	2,00	0,64

Gráficos dos Ensaio

Tensão Cisalhante (kgf/cm²) x Deformação (mm)



Tensão Cisalhante (kgf/cm²) x Tensão Normal (kgf/cm²)




PDF Complete
 Your complimentary use period has ended.
 Thank you for using PDF Complete.
[Click Here to upgrade to Unlimited Pages and Expanded Features](#)

Dados Cadastrais da Amostra

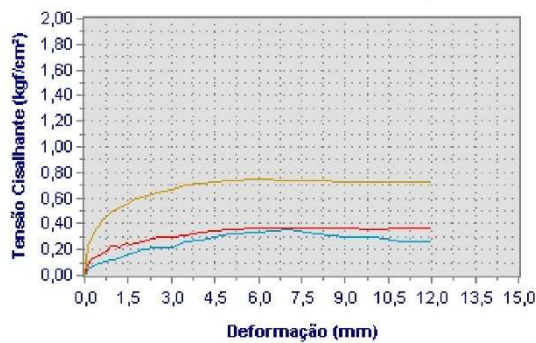
Nome da amostra: Ariel Praia - Furo 2 - PPGE
Número Programa:
Número da Amostra: 3
Data do ensaio: 24/06/2019
Tipo Ensaio: Ensaio rápido
Condição Moldagem: Cravação

Informações dos Corpos de Prova

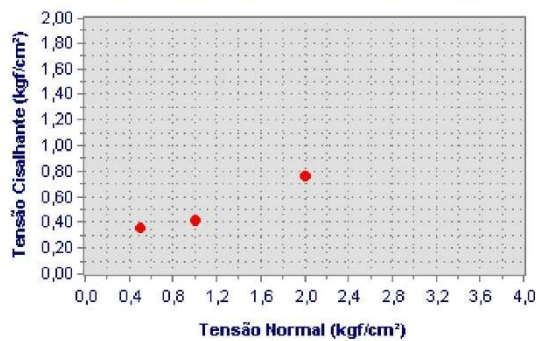
Corpo Prova	Altura (cm)	Lado (cm)	Tensão Normal (kgf/cm ²)	Tensão Cisalhante (kgf/cm ²)
1	3,51	4,92	0,50	0,36
2	3,59	4,70	1,00	0,41
3	3,40	4,90	2,00	0,76

Gráficos dos Ensaio

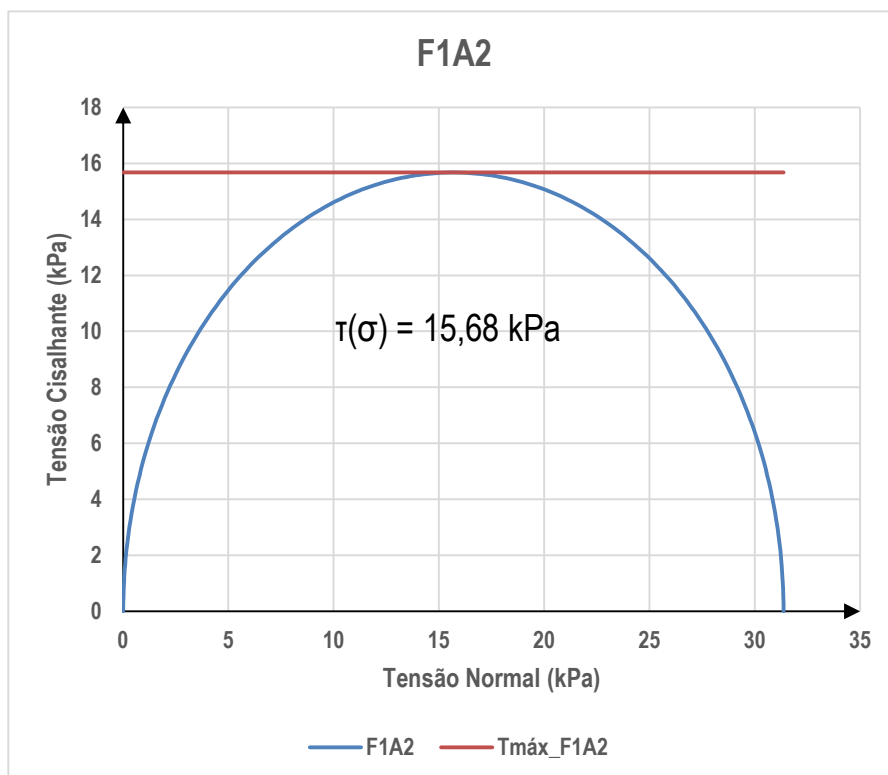
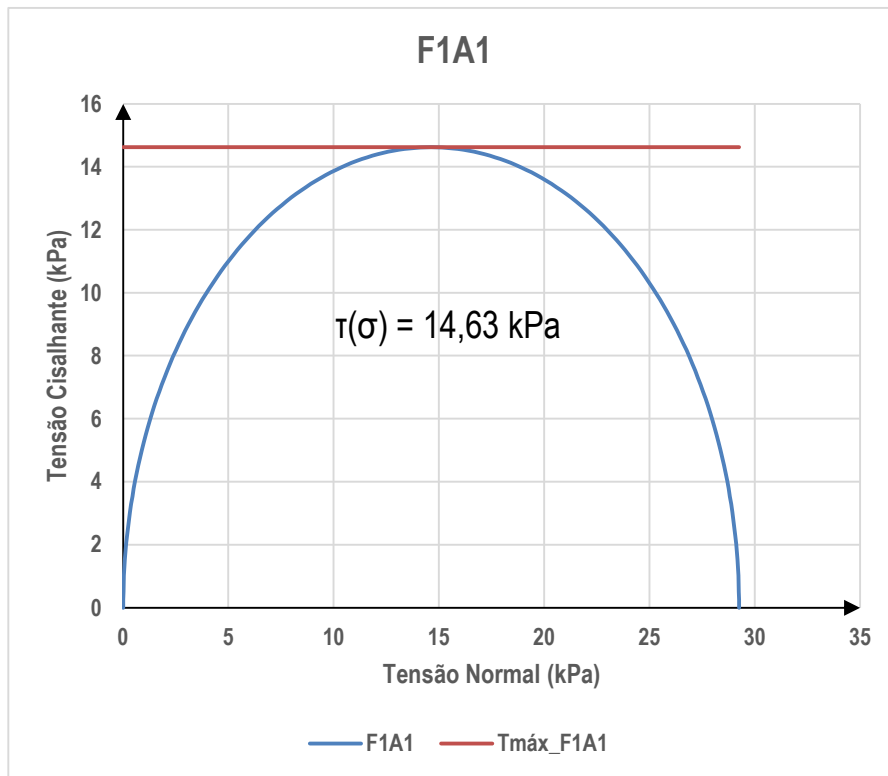
Tensão Cisalhante (kgf/cm²) x Deformação (mm)

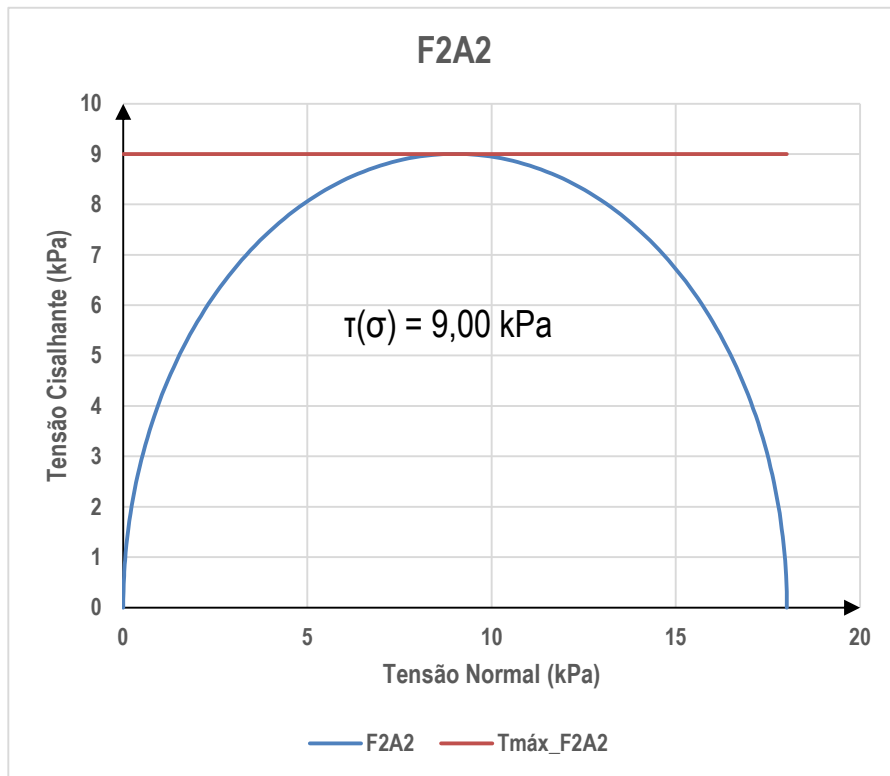
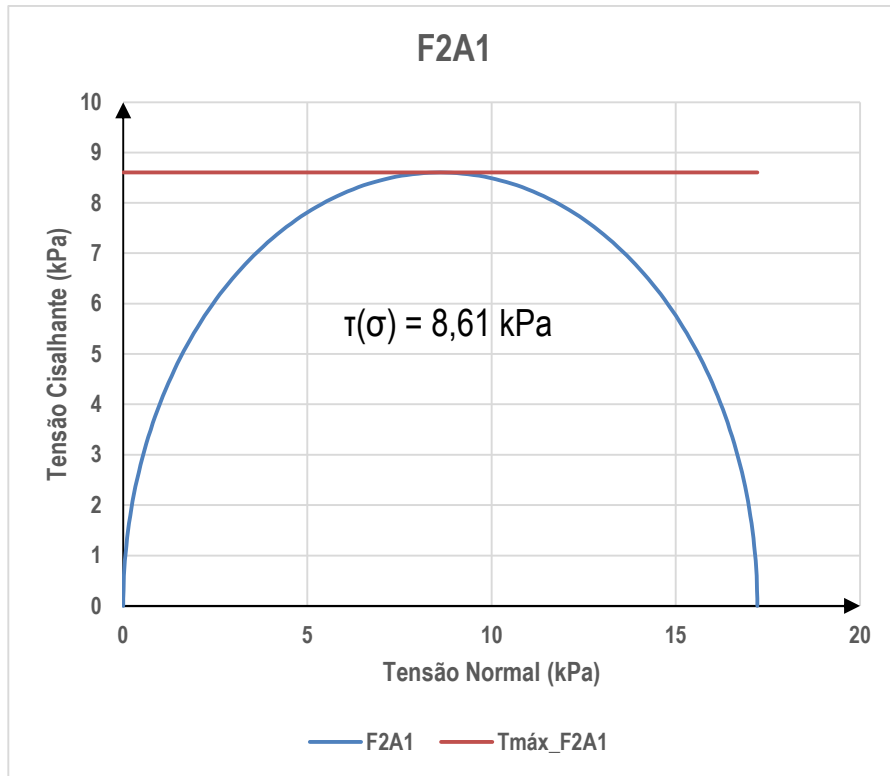


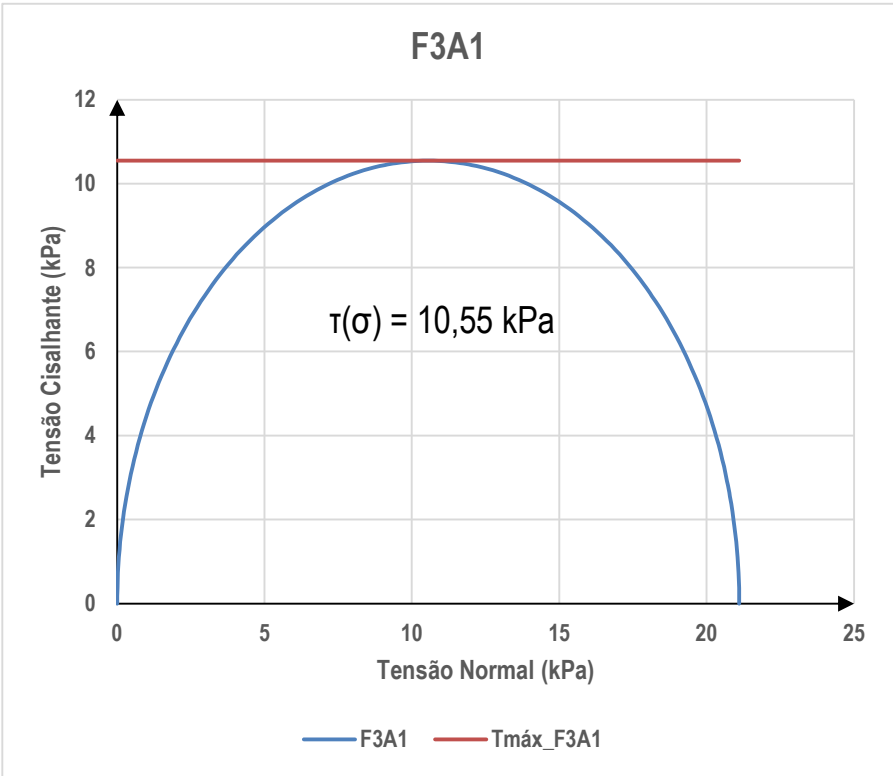
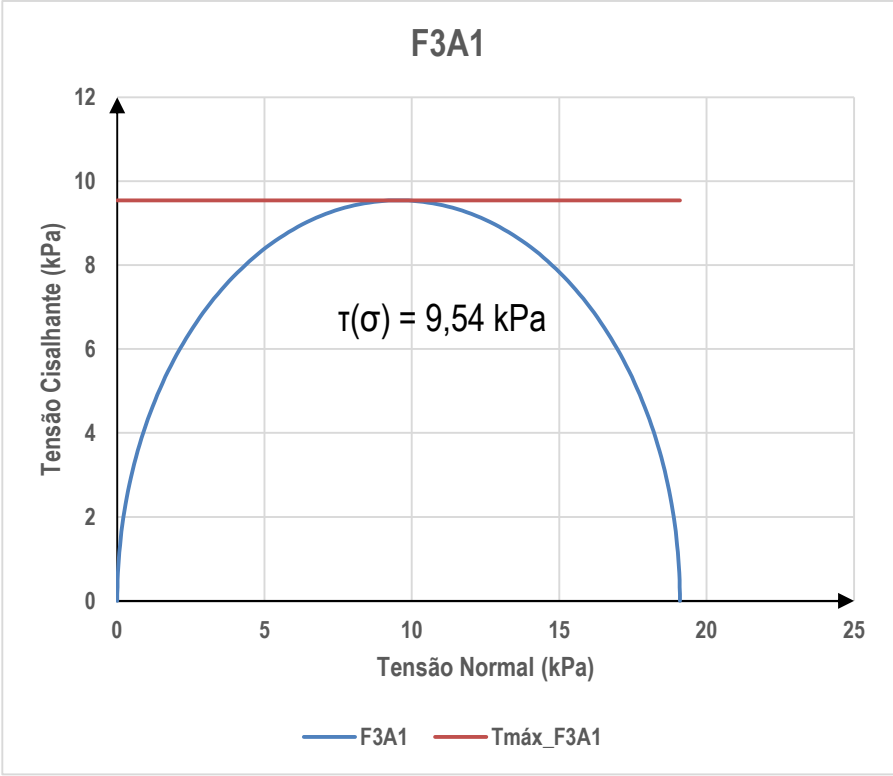
Tensão Cisalhante (kgf/cm²) x Tensão Normal (kgf/cm²)



ANEXO C – ENVOLTÓRIAS DE TENSÕES (COMPRESSÃO SIMPLES)







Sample results

FRX_JUL_19

Sample ident

Application	<Omnian>
Sequence	1 of 1
Position	6
Measurement time	29-jul-2019 11:34:04

Normalisation factor	3,641
Minimum He Flow (l/min)	0,83

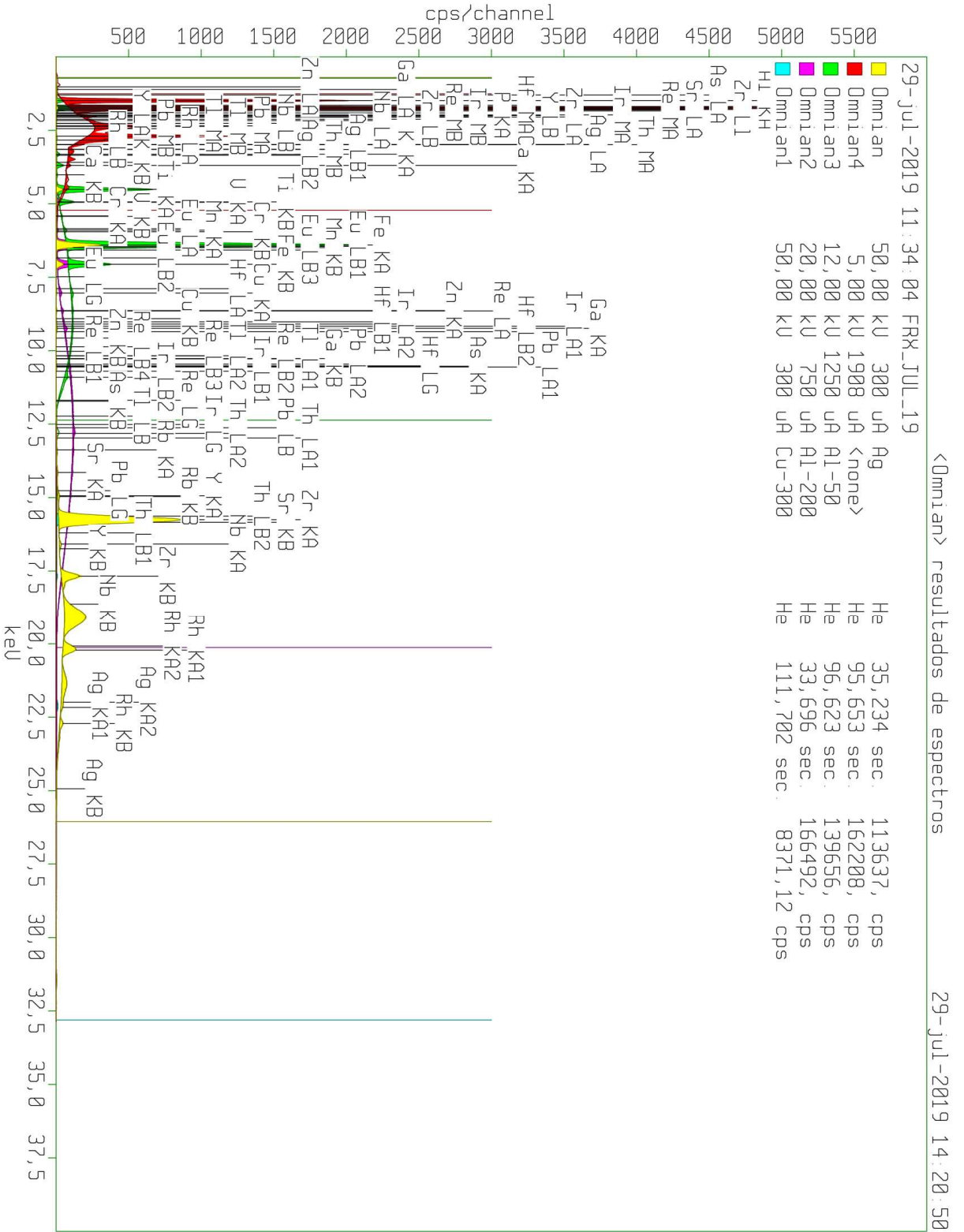
Compound	Al	Si	P	K	Ca	Ti	V	Cr	Mn	Fe	Cu	Zn	Ga
Conc	30,585	59,261	1,072	0,370	0,427	2,808	0,027	0,019	0,035	4,298	0,013	0,013	0,019
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	As	Rb	Sr	Y	Zr	Nb	Ag	Eu	Hf	Re	Ir	Tl	Pb
Conc	0,001	0,002	0,006	0,012	0,804	0,009	0,156	0,015	0,030	0,000	0,000	0,000	0,010
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	Th
Conc	0,009
Unit	%

ANEXO D – DADOS DOS ENSAIOS DE FRX

FURO 1



Sample results

Sample ident
FRX_JUL_19

Application	<Omnian>
Sequence	1 of 1
Position	6
Measurement time	29-jul-2019 11:34:04

Normalisation factor	2,268
Minimum He Flow (l/min)	0,83

Compound	Al2O3	SiO2	P2O5	K2O	CaO	Ti	V	Cr	Mn	Fe2O3	Cu	Zn	Ga
Conc	34,755	60,274	0,970	0,171	0,226	1,042	0,009	0,007	0,012	2,170	0,005	0,004	0,006
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	As	Rb	Sr	Y	Zr	Nb	Ag	Hf	Tl	Pb	Th	Eu	Re
Conc	0,000	0,001	0,002	0,004	0,265	0,003	0,052	0,010	0,000	0,003	0,003	0,005	0,000
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	Ir
Conc	0,000
Unit	%

Sample results

Sample ident
FRX_JUL_20

Application	<Omnian>
Sequence	1 of 1
Position	7
Measurement time	29-jul-2019 11:47:07

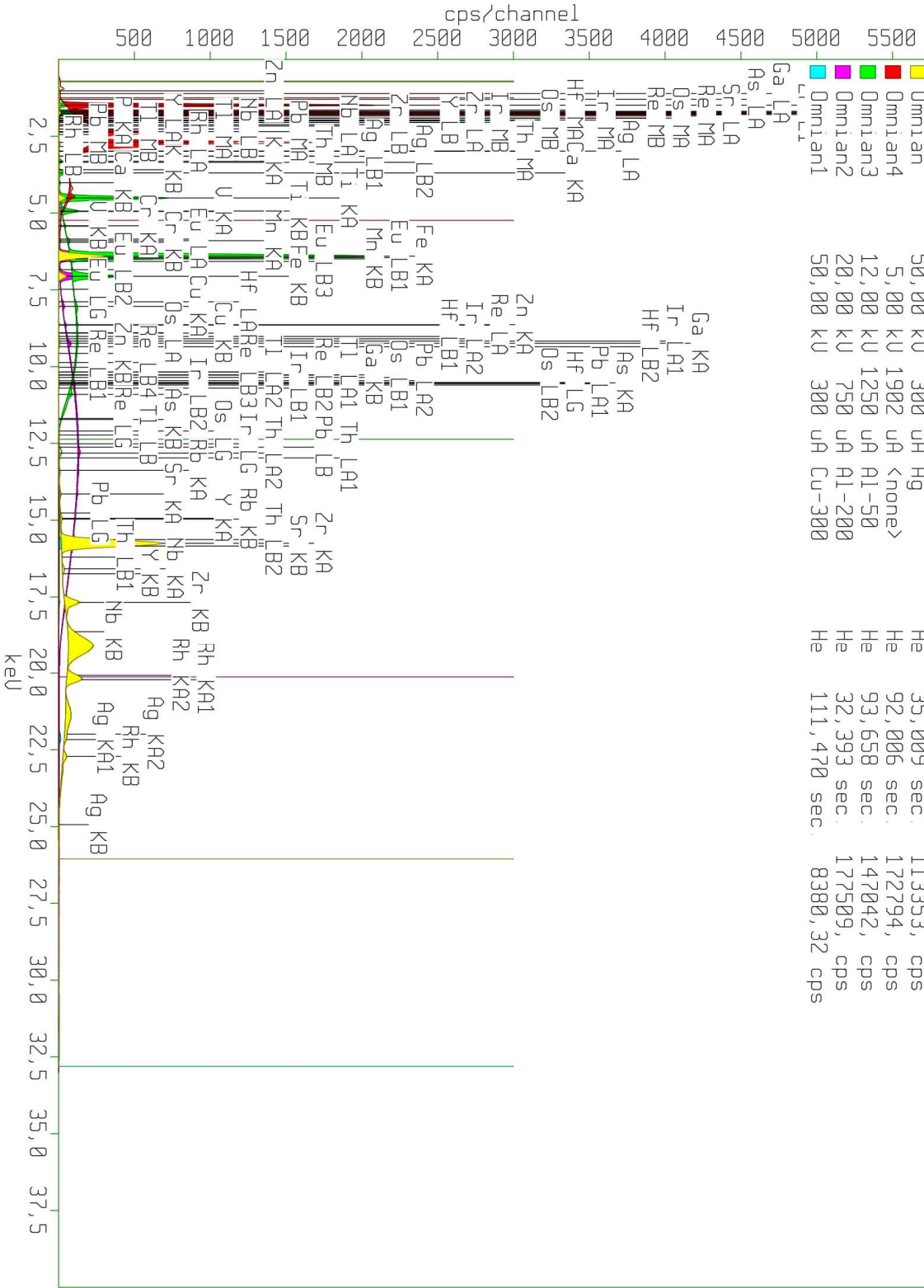
Normalisation factor	3,594
Minimum He Flow (l/min)	0,83

FURO 2

Compound	Al	Si	P	K	Ca	Ti	V	Cr	Mn	Fe	Cu	Zn	Ga
Conc	31,300	58,661	1,022	0,327	0,495	2,971	0,025	0,018	0,032	4,255	0,008	0,009	0,021
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	As	Rb	Sr	Y	Zr	Nb	Ag	Eu	Hf	Re	Os	Ir	Tl
Conc	0,001	0,002	0,008	0,010	0,608	0,010	0,161	0,014	0,022	0,000	0,000	0,000	0,000
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	Pb	Th
Conc	0,010	0,009
Unit	%	%



Sample results

Sample ident

FRX_JUL_20

Application	<Omnian>
Sequence	1 of 1
Position	7
Measurement time	29-jul-2019 11:47:07

Normalisation factor	2,236
Minimum He Flow (l/min)	0,83

Compound	Al2O3	SiO2	P2O5	K2O	CaO	Ti	V	Cr	Mn	Fe2O3	Cu	Zn	Ga
Conc	35,542	59,548	0,925	0,151	0,263	1,103	0,008	0,007	0,011	2,146	0,003	0,003	0,007
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	As	Rb	Sr	Y	Zr	Nb	Ag	Hf	Tl	Pb	Th	Eu	Re
Conc	0,000	0,001	0,003	0,003	0,201	0,003	0,054	0,007	0,000	0,003	0,003	0,005	0,000
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	Os	Ir
Conc	0,000	0,000
Unit	%	%

Sample results

FRX JUL 21	Sample ident
-------------------	---------------------

Application	<Omnian>
Sequence	1 of 1
Position	8
Measurement time	29-jul-2019 12:00:12

Normalisation factor	3,446
Minimum He Flow (l/min)	0,83

FURO 3

Compound	Al	Si	P	K	Ca	Ti	V	Cr	Mn	Fe	Cu	Zn	Ga
Conc	31,477	58,821	0,981	0,339	0,445	2,761	0,024	0,018	0,030	4,169	0,009	0,009	0,020
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	As	Rb	Sr	Y	Zr	Nb	Ag	Sn	Eu	Hf	Re	Ir	Pb
Conc	0,000	0,002	0,007	0,011	0,648	0,009	0,157	0,007	0,015	0,021	0,000	0,000	0,010
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	Th
Conc	0,009
Unit	%

FRX_JUL_21

Sample ident

Application	<Omnian>
Sequence	1 of 1
Position	8
Measurement time	29-jul-2019 12:00:12

Normalisation factor	2,140
Minimum He Flow (l/min)	0,83

Compound	Al2O3	SiO2	P2O5	K2O	CaO	Ti	V	Cr	Mn	Fe2O3	Cu	Zn	Ga
Conc	35,710	59,556	0,884	0,156	0,235	1,022	0,008	0,007	0,011	2,101	0,003	0,003	0,007
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	As	Rb	Sr	Y	Zr	Nb	Ag	Sn	Hf	Pb	Th	Eu	Re
Conc	0,000	0,001	0,002	0,004	0,214	0,003	0,053	0,003	0,007	0,003	0,003	0,005	0,000
Unit	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%

Compound	Ir
Conc	0,000
Unit	%