



ARUDÁ GOMES VIEIRA FILHO

**ANÁLISE COMPARATIVA DAS SENSIBILIDADES OBTIDAS COM O VANE TEST E O MINI VANE
EM UM DEPÓSITO SEDIMENTAR NA FOZ DO RIO AMAZONAS.**

Tucuruí - PA

2022

ARUDÁ GOMES VIEIRA FILHO

**ANÁLISE COMPARATIVA DAS SENSIBILIDADES OBTIDAS COM O VANE
TEST E O MINI VANE EM UM DEPÓSITO SEDIMENTAR NA FOZ DO RIO
AMAZONAS.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.
Área de concentração: Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Rassy
Teixeira.

Tucuruí-PA

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)

- V657a Vieira Filho, Arudá Gomes.
Análise comparativa das sensibilidades obtidas com a
vane test e o mini vane em um depósito sedimentar na foz
do rio Amazonas / Arudá Gomes Vieira Filho. — 2022.
109 f. : il. color.
- Orientador(a): Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de
Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2022.
1. Mini Vane. 2. Sensibilidade . 3. Solos Moles. 4.
Vane Test. I. Título.

CDD 620.191

ARUDÁ GOMES VIERA FILHO

**ANÁLISE COMPARATIVA DAS SENSIBILIDADES OBTIDAS COM O VANE
TEST E O MINI VANE EM UM DEPÓSITO SEDIMENTAR NA FOZ DO RIO
AMAZONAS.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético.
Área de concentração: Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira.

Aprovada em 22 de novembro de 2022.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira / UFPA - Orientador

Prof. Dr^a Luciana de Nazaré Pinheiro Cordeiro / UFPA

Prof. Dr. Alan Cavalcanti da Cunha / UNIFAP

Documento assinado digitalmente
 MARCELO RASSY TEIXEIRA
Data: 25/04/2023 14:59:14-0300
Verifique em <https://validar.jti.gov.br>

Documento assinado digitalmente
 LUCIANA DE NAZARE PINHEIRO CORDEIRO
Data: 11/04/2023 08:29:24-0300
Verifique em <https://validar.jti.gov.br>

Documento assinado digitalmente
 ALAN CAVALCANTI DA CUNHA
Data: 11/04/2023 13:59:18-0300
Verifique em <https://validar.jti.gov.br>

Tucuruí-PA

2022

Dedico esta dissertação à minha amada filha Laura Vieira, que mesmo sem saber, ajudou com atenção, carinho e uma boa conversa diária. Dedico também aos meus pais: Arudá e Teresinha, pelo exemplo que tenho como pessoas. Amo essas pessoas. Que Deus possa nos abençoar em todos os dias das nossas vidas!

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por me conduzir até aqui, e ter me amparado nos momentos difíceis, guiando-me com doce piedade, ajudando-me a superar os obstáculos e por ser presente em minha vida.

Ao meu orientador, professor Dr. Marcelo Rassy Teixeira, que sempre esteve junto ao longo deste trabalho, ensinando com facilidade, incentivando a pesquisa e cobrando resultados. Um grande homem com o coração cheio de bondade e humildade.

Agradeço aos colegas que conheci nessa jornada, em especial ao Andrey, que sempre ajudou com boas ideias.

Agradeço a todos os professores do PPGINDE por terem contribuído com a minha formação.

Agradecimento especial ao Professor Dr. Rômulo Angélica, pelas explicações da geologia, o qual fez com maestria.

Agradeço à banca examinadora pelos comentários e discussões.

Muito obrigado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Macrolocalização do Porto Santana rio Amazonas e oceano Atlântico.	19
Figura 2 -	Representação dos arranjos das partículas em ambiente de água doce (arranjo disperso) e água salgada (arranjo floculado).	30
Figura 3 -	Perda de resistência por compressão elevada de uma argila extremamente sensível após remoldada.	31
Figura 4 -	Demonstração da formação de depósitos sedimentares.	33
Figura 5 -	a) Unidade e folha tetraédrica. b) Visão espacial da lâmina tetraédrica. c) Representação da unidade tetraédrica.	35
Figura 6 -	a) Célula e folha octaédrica. b) Vista espacial da folha octaédrica. c) Representação de células octaédricas.	36
Figura 7 -	Representação por gráficos dos principais argilominerais: a) Caulinita, b) Ilita, c) Esmectita	37
Figura 8 -	Condições Geométricas da Difração de Raios – X.	38
Figura 9 -	Representação gráfica por folhas dos argilominerais.	40
Figura 10 -	Distância interplanar basal e uma célula unitária da ilita.	41
Figura 11 -	Demonstração sucinta da dupla camada de água difusa ao redor das partículas de argila.	44
Figura 12 -	Proporções da dupla camada difusa de uma partícula de Montmorilonita e uma partícula de Caulinita	45
Figura 13 -	Comportamento tixotrópico dos argilominerais sensíveis, diferenciando os materiais puramente e parcialmente tixotrópicos.	48
Figura 14 -	Gráfico da sensibilidade correlacionando com o índice de liquidez para uma argila marinha norueguesa.	50
Figura 15 -	Mapa geomorfológico da bacia do rio Amazonas.	52
Figura 16 -	Detalhe da geometria cisalhada por Vane test.	55
Figura 17 -	Princípio operacional da palheta.	56
Figura 18 -	Modelo de dimensões adotadas nos ensaios	57
Figura 19 -	Gráfico da deflexão das 4 molas.	61
Figura 20 -	Localização das ilhas de pesquisas no Porto Santana.	69
Figura 21 -	Demonstração da proporcionalidade dos deslizamentos.	70

Figura 22 - Conjunto amostrador shelby.	71
Figura 23 - Desenho explicativo da palheta de vane.	75
Figura 24 - Curva granulométrica do perfil da ilha 1.	82
Figura 25 - Curva granulométrica do perfil da ilha 2.	83
Figura 26 - Curva granulométrica do perfil da ilha 3.	84
Figura 27 - Gráfico do limite de Atterberg da Ilha 1.	86
Figura 28 - Gráfico do limite de Atterberg da Ilha 2.	87
Figura 29 - Gráfico do limite de Atterberg da Ilha 3.	89
Figura 30 - Gráfico das resistências cisalhantes não drenada e amolgada com o VST, ilha 1.	91
Figura 31 - Gráfico de compressão simples, Ilha 1.	92
Figura 32 - Gráfico das resistências cisalhantes não drenada e amolgada com o VST, ilha 2.	93
Figura 33 - Gráfico de compressão simples, Ilha 2.	94
Figura 34 - Gráfico das resistências cisalhantes não drenada e amolgada com o VST, ilha 3.	95
Figura 35 - Gráfico de compressão simples, Ilha 3.	96
Figura 36 - Gráficos do VST x Mini Vane e índice de consistência, Ilha 1.	97
Figura 37 - Gráficos do VST x Mini Vane, ilha 2.	98
Figura 38 - Gráficos do VST x Mini Vane e índice de consistência, Ilha 3.	100

LISTA DE IMAGENS

Imagem 1 -	Ensaio de limite de liquidez do solo.	66
Imagem 2 -	Homogeneização do solo (esquerda) e ensaio de limite de plasticidade (direita).	67
Imagem 3 -	Conjunto amostrador shelby: perfuratriz, coletor e haste.	72
Imagem 4 -	<i>Shelby</i> armazenados e devidamente identificados.	73
Imagem 5 -	Ensaio com o Vane Test.	74
Imagem 6 -	Ensaio com o Mini Vane.	76
Imagem 7 -	Equipamento Mini Vane.	77
Imagem 8 -	Fatiamento do corpo de prova para ensaio de compressão simples.	78
Imagem 9 -	Ensaio de corpo de prova indeformado (esquerda) e amolgado (direita).	79
Imagem 10 -	Separação das amostras para caracterização dos ensaios.	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Classificação quanto a resistência.	26
Tabela 2 -	Classificação quanto à sensibilidade.	28
Tabela 3 -	Classificação da sensibilidade de ROSENQVIST (1953).	28
Tabela 4 -	Distâncias interplanares basais específicas para argilominerais.	42
Tabela 5 -	Variações das deflexões das molas.	61
Tabela 6 -	Constante K em função das dimensões das palhetas.	62
Tabela 7 -	Percentuais dos materiais sólidos do perfil da ilha 1.	82
Tabela 8 -	Percentuais dos materiais sólidos do perfil da ilha 2.	83
Tabela 9 -	Percentuais dos materiais sólidos do perfil da ilha 3.	84
Tabela 10 -	Valores encontrados nos ensaios dos limites de Atterberg na ilha 1.	86
Tabela 11 -	Valores encontrados nos ensaios dos limites de Atterberg na ilha 2.	88
Tabela 12 -	Valores encontrados nos ensaios dos limites de Atterberg na ilha 3.	89
Tabela 13 -	Valores de sensibilidade encontrados com o vane test na ilha 1.	91
Tabela 14 -	Valores das sensibilidades encontradas com o vane test na ilha 2.	94
Tabela 15 -	Valores das sensibilidades encontradas com o vane test na ilha 3.	96
Tabela 16 -	Valores das sensibilidades encontradas com o mini vane, ilha 1.	98
Tabela 17 -	Valores das sensibilidades encontradas com o mini vane, ilha 2.	99
Tabela 18 -	Valores das sensibilidades encontradas na compressão simples, ilha 2.	99
Tabela 19 -	Valores das sensibilidades encontradas com o mini vane, ilha 3.	100
Tabela 20 -	Valores das sensibilidades encontradas na compressão simples, ilha 3.	100

LISTA DE SÍMBOLOS

S_t	Sensibilidade
S_u	Resistência cisalhante não drenada
S_{ur}	Resistência cisalhante modelada
N_{SPT}	Número de golpes obtidos no ensaio de sondagem SPT
w_i	Teor de umidade inicial
γ_{nat}	Peso específico natural
e_0	Índice de vazios
U	Ensaio de compressão simples
UU	Ensaio de compressão triaxial

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	15
1 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL DA INVESTIGAÇÃO	20
1.1 Localização Geográfica do Porto Santana-AP	20
1.2 Procedimentos de investigações geotécnicas de campo e de laboratório	21
1.3 Extração de amostras indeformadas utilizando o amostrador Shelby	22
1.4 Ensaio de Vane Test (Vane Shear Test)	23
1.5 Ensaio de Mini Vane (Mini Palheta)	25
1.6 Ensaio de compressão simples não confinada	26
2 - SENSIBILIDADE DO SOLO	28
2.1 Argilominerais Sensíveis	28
2.2 Preceitos da sensibilidade do solo	28
2.3 Mineralogia da sensibilidade das argilas	30
2.4 Arranjo metaestável das argilas sensíveis	30
2.5 Formação do depósito fluviomarinho e a relação com a sensibilidade mineralógica.	33
2.5.1 Formação de depósito sedimentar	33
2.5.2 Formação de depósito fluviomarinho	34
2.5.3 Formação dos argilominerais	34
2.5.4 Principais grupos dos argilominerais	37
2.5.5 Difratrômetro de raio X nos argilominerais	38
2.5.6 Desbalanceamento elétrico nos grãos de argilominerais	43
2.5.7 Consequências das cargas elétricas relacionando com a argila.	44
2.5.8 Ação dispersante de matéria orgânica no solo	46
2.5.9 Correlação com o PH e a sensibilidade nos argilominerais	47
2.5.10 Tixotropia dos argilominerais sensíveis	48
2.6 Geomorfologia do solo	52
3 - ENSAIOS CISALHANTES PARA IDENTIFICAÇÃO DE ARGILAS SENSÍVEIS	55
3.1 Generalidade	55
3.2 Resistência não drenada com o Vane shear test (vane test)	55
3.3 Ensaio de palheta de laboratório (Mini Vane)	60
3.3.1 Trabalhabilidade do equipamento mini vane	60
3.3.2 Resistência cisalhante com o mini vane	60
3.3.3 A Palheta	61
3.3.4 Conjunto de molas	61
3.4 Comparação entre a resistência cisalhante não drenada medidas com a palheta de campo e palheta de laboratório	64
3.5 Ensaio de compressão simples	64
3.6 Caracterizações física das amostras	65
4 - MATERIAIS E MÉTODOS	69

4.1 Descrição do local investigado	69
4.2 Ilhas de investigações	71
4.3 Extrações das amostras indeformadas com o shelby	71
4.4 Descrição do Vane test	74
4.5 Ensaio no laboratório com o vane de laboratório (mini vane)	76
4.6 Descrição do ensaio de compressão axial não confinada (compressão simples)	79
4.7 Ensaio de caracterização das amostras	80
5 - ANÁLISE E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS	82
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

Resumo: O ensaio de palheta tem sido utilizado em pesquisas de campo para elaboração de projetos geotécnicos e no gerenciamento de depósitos sedimentares não argilosos, devido ao mesmo fornecer dados como a resistência cisalhante não drenada (S_u) e a sensibilidade (S_t). Os mesmos resultados são obtidos no ensaio com a palheta de laboratório (mini vane), mas para isso, são necessários que sejam extraídas amostras consideradas indeformadas, o que, nesta pesquisa foram preconizadas pela norma ABNT NBR 9820. Essa pesquisa buscou comparar os ensaios de palheta (*vane shear test*) com o ensaio de palheta de laboratório, também denominado de Mini Vane. O local desta análise é em uma região portuária localizada na foz do rio Amazonas, em um depósito sedimentar natural, que apresentou dois rompimentos de talude com características peculiares a solos com alta sensibilidade. Os deslizamentos de taludes normalmente são previsíveis do ponto de vista geotécnico, contudo nesta região pesquisada o solo apresentou deslizamentos rápidos do talude demonstrando indícios de um solo com alta sensibilidade. A pesquisa apontou que o ensaio de palheta de laboratório (mini vane) apresentaram uma (S_t) maior, ao ser correlacionada com a (S_t) dos ensaios de compressão simples, dando maior clareza que há um solo argiloso muito mole com profundidade entre 30 e 40 metros, típico de uma lente no solo que se apresentou com alta sensibilidade. As comparações entre os ensaios de palhetas apresentaram coerência nos resultados, mesmo em camadas de solos com índices de consistências diferentes das camadas iniciais, as convalidações dos ensaios de palhetas foram validadas com os ensaios realizados por compressão simples. Por fim, o solo deste depósito teve sua sensibilidade identificada no ensaio de palheta de campo. A mesma identificação foi confirmada no Mini Vane. Todavia em profundidades maiores que o vane de campo. Desta forma, os ensaios realizados pelo Vane Shear Test (VST) *in situ* foram primordiais na identificação da sensibilidade, tendo sua confirmação com o ensaio de palheta de laboratório (Mini Vane).

Palavras-chaves: Mini Vane. Sensibilidade. Solos Moles. Vane.

Abstract: The reed test has been used in field research for the elaboration of geotechnical projects and in the management of non-clay sedimentary deposits, due to the fact that it provides data such as undrained shear strength (S_u) and sensitivity (S_t). The same results are obtained in the test with the laboratory straw (mini vane), but for that, it is necessary to extract samples considered undisturbed, which, in this research, were recommended by the ABNT NBR 9820 standard. vane shear test with the laboratory vane test, also called Mini Vane. The location of this analysis is in a port region located at the mouth of the Amazon River, in a natural sedimentary deposit, which presented two slope disruptions with characteristics peculiar to soils with high sensitivity. Landslides on slopes are usually predictable from a geotechnical point of view, however in this researched region the soil presented rapid landslides on the slope, showing signs of a soil with high sensitivity. The research pointed out that the laboratory vane test (mini vane) presented a greater (S_t) when correlated with the (S_t) of the simple compression tests, giving greater clarity that there is a very soft clayey soil with a depth between 30 and 40 meters, typical of a ground lens that performed with high sensitivity. Comparisons between the reed tests showed consistency in the results, even in soil layers with different consistency indices than the initial layers, the validations of the reed tests were validated with the tests performed by simple compression. Finally, the soil of this deposit had its sensitivity identified in the field straw test. The same identification was confirmed on the Mini Vane. However, at depths greater than the field vane. In this way, the tests carried out by the Vane Shear Test (VST) in situ were primordial in the identification of the sensitivity, having its confirmation with the laboratory reed test (Mini Vane).

Keywords: Mini Vane. Sensitivity. Soft Soils. Vane.

INTRODUÇÃO

O Brasil, com seu litoral de dimensões continentais, ainda é pouco explorado para o desenvolvimento de pesquisa geotécnica no que tange à medição da sensibilidade do solo, ora devido a necessidade de laboratórios para realização dos ensaios próximos da coleta das amostras indeformadas, ora devido ao elevado custo da realização de ensaios *in loco* para obtenção da sensibilidade. Por isso, esta pesquisa fez parte de uma investigação geotécnica de uma área localizada na foz do rio Amazonas, no município de Santana – AP.

O local desta análise foi numa região portuária que já apresentou dois rompimentos de talude com características típicas provocadas por materiais de alta sensibilidade. Os deslizamentos comumente são previsíveis do ponto de vista geotécnico, com o aparecimento de fissuras, recalques ou até mesmo pequenos movimentos nas encostas. Porém, neste caso, esta região, escopo desta pesquisa, apresentou deslizamentos rápidos do talude, o que mostra indícios de apresentar um solo com alta sensibilidade.

O fato que chamou atenção foi que na literatura estudada os solos que apresentaram características similares às apresentadas nesta região são encontrados em depósitos sedimentares que sofrem com efeitos causados na última era glacial, como, por exemplo, no território da Noruega e do Canadá. Todavia a região escopo desta pesquisa fica na linha do equador, hemisfério ocidental. O solo, denominado como argila leda, é esse solo que sofreu o efeito da glaciação, ocasionando uma alta sensibilidade e que quando submetido a pequenas perturbações na sua estrutura indeformada perde sua resistência mecânica se liquefazendo EVANS & BROOKS (1993).

Essa pesquisa buscou levantar as vantagens e desvantagens dos ensaios de palheta clássica (*vane*) com o ensaio de palheta de laboratório (*mini vane*). O ensaio de palheta tem sido utilizado em pesquisas de campo para elaboração de projetos geotécnicos e no acompanhamento de depósitos sedimentares não argilosos, devido ao mesmo apresentar dados como a resistência cisalhante não drenada (S_u) e a sensibilidade (St). Os mesmos resultados são obtidos no ensaio de palheta de laboratório (*mini vane*).

Nesta investigação no depósito na foz do rio Amazonas foram realizados comparativamente os ensaios de compressão simples tanto nas camadas de solo que

foram realizados os ensaios de palheta (*vane*), como nas camadas de solo mole que foram retiradas as amostras para realização dos ensaios de palheta de laboratório (*mini vane*).

O objetivo principal deste estudo foi o levantamento das vantagens e desvantagens da realização desses ensaios de palheta. Qual caso é adequado realizar diretamente no campo? E qual caso é adequado o transporte e realização do ensaio de palheta em laboratório?

A geografia do depósito investigado, está situada na região norte brasileira, na foz do rio Amazonas, na cidade de Santana, município localizado a aproximadamente 14 km da capital Macapá, no estado do Amapá, mas específico entre os meridianos 00°03'22" e 00°03'27" de latitude sul e os paralelos 51°10'50" e 51°11'04" de longitude oeste.

Para sintetizar a importância do Porto Santana, SOUZA (2013) o descreve como uma localização vantajosa para o escoamento de minério, sendo que foi o primeiro projeto de exploração mineral industrial da Amazônia brasileira, localizado na Serra do Navio/AP no início do século XX.

O solo apresentou características de um solo dos depósitos glaciais. Para um bom esclarecimento, os solos dos depósitos glaciais, têm as mesmas capacidades de suporte e resistência cisalhante comum a qualquer depósito sedimentar argiloso. Porém o problema é quando esses limites são atingidos, o solo passa do estado sólido para o líquido bruscamente e com isso ocorrem as corridas de massa em grande magnitude.

Esses solos peculiares são conhecidos como solos sensíveis, e o que mais se busca na literatura é medir essa sensibilidade por diversas formas e métodos. Comumente são identificados a sensibilidade do solo, conferindo a sua resistência *in situ*, tamanho a complexidade de se obter amostras indeformadas para ensaio em laboratório.

Abordando rapidamente o fator complexo, as amostras indeformadas são utilizadas para compatibilização de ensaios de laboratório e *in situ*, além de saber as características mineralógicas do solo. A idade geológica desse tipo de argilomineral está por volta de 10 milhões de anos. Nesse depósito em questão, há uma grande camada de sedimentos com profundidade média entre 35 até próximo aos 50 metros.

O maior agravante em não levar em conta o estudo do depósito são os erros no cálculo das fundações, pois quando se dimensiona as cargas que serão

transmitidas ao solo pesquisa-se até certa profundidade, pois subjuga-se que nas camadas mais profundas tem tensões admissíveis maiores que as primeiras camadas.

O primeiro alerta de um solo com alta sensibilidade é a provocação de pequenos deslizamentos do barranco, e no porto desta pesquisa esse alerta foi dado no ano de 2003, em uma pequena porção do talude.

Nesse local da investigação, segundo SANDRONI (2016) o comportamento da ruptura do solo teve características semelhantes a um (*flowslide*), que é uma grande e abrupta corrida de massa, semelhante às argilas de alta sensibilidade do leste do Canadá e Escandinávia, cujas argilas são classificadas como (*quick clays*) ou argilas rápidas. Ressalta-se que essa semelhança, chamou atenção para uma investigação sendo que não há relatos na literatura de ocorrência no Brasil.

Os *flowslide* tem uma característica de rompimento abruptos e sucessivos que faz com que os rompimentos seguintes tenham uma proporção maior que o anterior englobando grandes massas de solos.

Para realização desta investigação geotécnica foram mapeadas, por coordenadas, 5 (cinco) ilhas de investigação para realização dos ensaios, partes realizadas em *in situ* e outras em laboratório de solo.

A elaboração deste trabalho teve como objetivo testar a confiabilidade do ensaio de campo, nesse caso o ensaio de palheta, demonstrando que o ensaio é confiável a ponto de substituir os ensaios especiais no laboratório. Entre esses o Mini Vane. Os ensaios *in situ* requerem menor tempo para realizações, baixo custo operacional, agilidade nos resultados, dentre outros.

Os objetivos específicos da pesquisa buscaram: tentar demonstrar que apenas com ensaios *in situ* é possível identificar solos sensíveis; analisar os parâmetros dos ensaios como a sensibilidade " S_t ", resistência cisalhante não drenada " S_u " e resistência cisalhante modelada " S_{ur} ", através dos Vanes e por compressão simples não confinada; e correlacionar os Limites de Atterberg com o cisalhamento por Vane's e comparar os resultados da sensibilidade dos ensaios identificando qual dentre os ensaios obteve maior confiabilidade no resultado.

A investigação geotécnica e geológica de um deslizamento de solo na qual acarretou um impacto de grandes proporções, tanto de natureza ambiental quanto socioeconômico de uma região, gera uma série de parâmetros para pesquisa, que vai

além dos impactos ambientais, provocando por consequência outros impactos como no desenvolvimento regional.

Portanto a importância do estudo geotécnico e geológico agrega valores sociais, e em se tratando de um possível acidente ambiental na foz do rio Amazonas, as consequências ambientais tomam proporções maiores. Assim, a investigação tem como diferencial a prevenção e orientação para possíveis desastres que possam vir a ocorrer.

A investigação é um desafio para ciência, pois tem uma diversidade de áreas para estudos desde a formação geológica do depósito sedimentar, assim como ensaios de batimetria no canal de Santana-AP, quanto à causa da sensibilidade do material argiloso.

Portanto, para dar veracidade à pesquisa, outros ensaios foram realizados para complementar as investigações, entre eles os ensaios de Vane Test e Mini Vane, o que garante uma qualidade e quantidade significativa de ensaios assim como uma melhor precisão nos resultados da conclusão da pesquisa. Também foram realizados ensaios como o Piezocone para determinação estratigráfica do solo.

O ensaio utilizando o Vane Teste tem sido comumente utilizado em depósitos sedimentares de solos moles, já que se trata de um ensaio rápido e de baixo custo para realizar, e tem sua normatização nacional, principalmente quando envolve investigações de resistência cisalhante não drenada do solo (S_u) e a resistência amolgadas (S_{ur}), e também a sensibilidade (S_t) sendo sempre vinculado a outros ensaios, utilizando equipamentos de laboratório como por exemplo o ensaio de compressão axial, ensaio de piezocone e até mesmo o ensaio de Mini Vane e cone suéco.

O ensaio utilizando o Mini Vane na qual se obtêm os mesmos parâmetros que o Vane Test, (S_u , S_{ur} e S_t) tem sua normatização intencional, envolve um aparato tecnológico maior e uma técnica com maior cuidado desde de sua extração através Shelby até na preparação para o transporte, manuseio e estocagem desse material.

É importante ressaltar que a natureza dos materiais extraídos para ensaios de laboratório podem sofrer alterações podendo comprometer totalmente ou parcialmente a amostra indeformada, principalmente quando o material é um solo mole. Em se tratando de uma argila com alta sensibilidade, qualquer ação desastrosa por menor que seja poderá inutilizar a amostra para ensaios especiais.

Por isso, tanto o ensaio com o Vane Test, quanto o ensaio com o Mini Vane, feitos nesta pesquisa, foram realizados na investigação no litoral do estado Amapá/BR, com o objetivo de desvendar tecnicamente as causas que provocaram o deslizamento de terra, observando-se criteriosamente a natureza dos materiais extraídos.

Para apresentar os resultados desta pesquisa, o presente trabalho está composto do primeiro capítulo, caracterização da região da pesquisa em que se aborda uma breve apresentação dos equipamentos de ensaios; no segundo capítulo foram apresentados o que é a sensibilidade no solo e os agentes causadores; no terceiro foram descritos a maneira com que cada ensaio adotado nesta pesquisa demonstra a sensibilidade no solo; no quarto capítulo é a apresentação da metodologia normativa e os materiais dos ensaios; no quinto capítulo apresentação dos resultados obtidos nos ensaios e a preponderância e confiabilidade do ensaio *in situ* como identificador de solos sensíveis; por fim, na conclusão traz-se as considerações em que ensaios de campo são confiáveis e em determinada situação geológica são as únicas alternativas que consegue medir a sensibilidade.

1 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL DA INVESTIGAÇÃO

Este capítulo tem como finalidade reunir informações sobre a localidade relacionada ao tema estudado. Serão introduzidos os conceitos e características do depósito sedimentar e sua formação.

1.1 Localização Geográfica do Porto Santana-AP

O Porto de embarque de minério de ferro de Santana-AP, na qual teve o seu subsolo investigado em uma grande pesquisa geológica e geotécnica, sediou este trabalho oriundo dos dados coletados nesta investigação.

O Porto está situada na região norte brasileira, na foz do rio Amazonas, na cidade de Santana-AP, município localizado a aproximadamente 14 km da capital Macapá, no estado do Amapá, mas específico entre os meridianos 00°03'22" e 00°03'27" de latitude sul e os paralelos 51°10'50" e 51°11'04" de longitude oeste.

O porto fica em um canal navegável, no qual tem acesso com facilidade a região mais habitada e em frente ao canal tem a ilha de Santana. Mais ao norte se encontra a capital Macapá. Logo em seguida, a uma distância média 140 km, fica o desembocar do rio no oceano Atlântico Norte.

Figura 1 – Macrolocalização do Porto Santana rio Amazonas e oceano Atlântico.



Fonte: Adaptado de Google Earth, 2021.

A figura mostra que a localização do Porto Santana está próxima ao Oceano Atlântico onde desemboca o rio Amazonas. Na localização tem a interação fluviomarinho, formando, nessa ligação rio e mar, um estuário.

A palavra estuário é derivada do adjetivo latino a *estuarium*, significa maré ou onda abrupta de grande altura, fazendo referência a um ambiente altamente dinâmico, com mudanças constantes em resposta às forças naturais, tendo uma ligação direta com o mar, porém tem o corpo d'água semifechado. (MIRANDA, CASTRO e KJERFVE, 2002).

Segundo EIROBRINI (2013) a pluma estuarina do rio Amazonas, com um percentual relativamente alto de água de origem fluvial, no contexto geológico, trata-se de um vale afogado durante eventos transgressivos, ficando depositados sedimentos fluviomarinhos.

Os aglomerados de ilhas, lagoas isoladas, canais isolados, terrenos pântanos e meandros abandonados, remetem às características de um delta, fazendo com que partículas siltosas e argilosas em suspensão vão sendo sedimentadas, pois as ações da maré fluxo corrente não são capazes de transportar a matéria quão rápido é depositado (Barreto, 2015). Nesse processo de água do mar adentrando o continente acontece a floculação das argilas e siltes, e quando tem a decantação desse no estuário tem então uma lama marinha. (Mitchell & Sons, 2005).

1.2 Procedimentos de investigações geotécnicas de campo e de laboratório

Os procedimentos para análise do comportamento de uma camada de solo compressível para as condições de deformação unidimensional e fluxo vertical foram inicialmente apresentados por Terzaghi (1925) e Terzaghi e Frolich (1936), nos anos de 1925-1935, tornando-se uma das teorias mais utilizadas na prática da engenharia geotécnica (SÁ, 2019).

Segundo Jannuzzi (2015), a importância de identificar o material se faz necessário para ter um parâmetro da composição mineral do solo e seu comportamento de solos e rochas, assim, quando comparado a outro de natureza semelhante torna-se melhor compreendido o comportamento natural.

Segundo Helle et. al. (2018), as forças atuantes entre as partículas de argilas são determinadas pelo histórico, pela química, assim como sua mineralogia de água nos poros, onde a composição dos íons no fluido tem um impacto significativo nas

propriedades geotécnicas das argilas, ao se tratar de argilas marinhas lixívias, tendem a ser altamente sensíveis, na qual são identificadas por argilas rápidas com especificidades a resistência cisalhante ao ser remodelada (Sur) tendo seu pico menor que 0,5 kPa. Outra característica desse tipo de argila é: índice de liquidez (IL) e de consistências elevadíssimos no estado natural.

Gyllandy et. al. (2013) descreve como parâmetro de estado, os índices de liquidez e plasticidade, em que o teor de água no solo apresenta características uniformes identificando como um material homogêneo, no qual não diminuem com a profundidade, tendo valores entre 25% e até 45%, na qual se obtêm o valor médio de saturação do solo.

Para um solo saturado ser considerado com uma sensibilidade alta é necessário correlacionar o alto grau de sensibilidade aos valores dos índices de liquidez e índice de vazios *in situ*.

Em se tratando do índice de plasticidade, o IP, as características do solo tendem a serem baixos, características essas encontradas em solo norueguês e apontado pelo conselho *Norwegian Geotechnical* que parametriza para estudos das argilas sensíveis a seguinte conotação sobre os índices de plasticidade: "(NGF, 1982) com uma média de índice de plasticidade (IP) de 6,3%, existindo tendências a diminuir o IP com a profundidade".

1.3 Extração de amostras indeformadas utilizando o amostrador *Shelby*

A coleta da amostra indeformada tem suas complexidades. Diversos cuidados devem ser mitigados para que se obtenha uma amostra adequada para os estudos na qual o pesquisador se propõe a pesquisar, e a dificuldade aumenta quando o solo em questão são considerados solos moles (SÁ, 2019).

Com o objetivo de coletar uma amostra indeformada, o pesquisador tem que buscar a forma mais adequada para sanar a pesquisa. Fatores como o equipamento devem ser avaliados em sua adequabilidade ao utilizar em determinada região com alguma especificidade, assim como a escolha do tipo e as dimensões de amostrador. Ao definir o tipo de coleta é preciso atender a critérios como tempo que se leva na operação, os tipos de equipamentos disponíveis e suas especificidades, a capacidade operacional e qualificação dos colaboradores para realização da extração da amostra quando indeformada (TEIXEIRA et al., 2000).

O grande agravante quanto às extrações das amostras, levando ao insucesso na pesquisa são: quantidade insuficiente ou qualidade inadequada, suscitando insuficiência numérica de resultados; pouca quantidade ou então qualidade inadequada. Esses são os principais causadores de resultados insuficientes para conclusão da pesquisa (TEIXEIRA et. al., 2000).

Segundo a NBR 9820:1997, uma opção para executar a extração de amostras é o emprego do amostrador Shelby na qual consiste em um tubo com paredes finas e corte em bisel, que deve ser construído usando um material não corrosivo como latão de bronze ou aço inoxidável. A costura do tubo não deve sobressair nas bordas e as paredes internas não podem ser completamente lisas.

O amostrador deve ter um diâmetro externo de 100mm e, em situações excepcionais, é permitido adotar o diâmetro de 75mm. Já a extremidade do amostrador deve ter um ângulo entre 5° e 10° e o comprimento do tubo deve estar compreendido entre 6 a 10 vezes o seu diâmetro, segundo a NBR 9820. (ABNT, 1997).

A execução de cravação deve ser em velocidade constante e rápida estimado entre 15 cm/s a 20 cm/s e sem movimentos de rotação ou interrupções. Em casos em que o furo estiver revestido, os mesmos devem estar sempre acima da cota de avanço da perfuração e a mesma deve atender de uma distância entre um até três vezes o diâmetro do furo, conforme a ABNT NBR 9820/1997.

É estimado um tempo mínimo de 10 (dez) minutos após a cravação onde o peso do sistema de cravação não deve atuar sobre o amostrador, em seguida girar lentamente a composição, fazendo com que a amostra tenha sua ligação com o solo rompida, e logo após a retirada do conjunto o mesmo deve ser lacrado com parafinado, abrigado do sol e etiquetado e acondicionado em caixa para transporte em caixas devidamente preparadas como serragem úmida, espumas de borracha, floco de isopor e ou espojas, de acordo com a ABNT NBR 9820/1997.

1.4 Ensaio de Vane Test (Vane Shear Test)

A ABNT NBR 10905 parametriza o ensaio de Palheta *in situ*, caracterizando os ensaios do tipo A, na qual se obtêm uma qualidade melhor nos resultados.

De acordo com norma ABNT NBR 10905, as palhetas devem ser cruciformes e as mediadas da palheta devem ter diâmetro de 65mm e altura de 130mm, e sua

haste deve ter diâmetro de $(13 \text{ mm} \pm 1)$. O ensaio consiste em penetração estática de um tubo de enclausuramento para a paleta, evitando assim danos mecânico nas lâminas. A paleta deixa o tubo enclausurado de forma telescópica ao chegar na profundidade em que será realizado o ensaio, por isso é normatizado que tem que haver uma perfuração prévia com diâmetro de 75mm, preferencialmente, e sempre que houver necessidade, o furo deve ser revestido evitando assim desmoronamentos.

Em nota, a norma ABNT NBR 10905 esclarece que as obtenções dos resultados só podem ser garantidas em solos argilosos, saturados e que se garanta o estado não drenado de cisalhamento durante o ensaio.

Palhetas com dimensões diferentes ou até mesmo triangular, poderão não apresentar resultados semelhantes aos recomendados pela norma, portanto é recomendado que a área da seção transversal varrida pela palheta não seja maior que 10% para minimizar o remodelamento (CADETE, 2016).

Segundo Almeida e Marques (2010), o ensaio deve acompanhar um equipamento com sistema de mesa na qual afira medida de torque próximo a palheta, e não deve ser adotado o sistema com mesa de torque, pois nessa configuração com mesa de torque a haste influência no resultado, e o atrito da haste deverá ser corrigido.

No que diz respeito ao distanciamento entre a proteção do Vane e o prolongamento da haste após deixar a proteção, a NBR 10905 recomenda que a profundidade não seja inferior a 0,5m e que a mesma seja cravada estaticamente evitando assim a drenagem da água.

Após a penetração estática da haste aplica-se rapidamente o torque necessário e obtendo os valores de torque máximos e preferencialmente a curva de torque e rotação.

Segundo Jannuzzi (2009), a resistência não drenada obtida por teste utilizando o ensaio de Vane Test, desde que o solo não sofra perturbações a resistência cisalhante não drenada (S_u), e a resistência cisalhante remodelada (S_{ur}), pode ser adotada a “interpretação convencional”, o qual a distribuição das tensões cisalhantes no perímetro da palheta, é considerado constante durante o giro da palheta.

Os resultados obtidos das resistências cisalhantes tem sua influência no atrito mecânico da palheta e da dimensão da palheta em função da sua velocidade de rotação, do quão plástico é a argila e de suas características como amolgamento e a heterogeneidade do solo, na qual o valor calculado é influenciado pela hipótese de ruptura do material por cisalhamento (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Segundo Gylland (2013) a resistência cisalhante não drenada obtidas pelo Vane de campo, quando comparado com o ensaio triaxial, a palheta tende a apresentar um valor de resistência cisalhante de pico menor, na qual pode ser um anisotropia de resistência do solo, combinado com baixo índice de plasticidade da argila, tal situação pode ser atribuída também aos efeitos de alguma perturbação provocada pela inserção da palheta no solo.

1.5 Ensaio de Mini Vane (Mini Palheta)

O ensaio com o Mini Vane é uma ferramenta para mensurar a resistência ao cisalhamento não drenado de solos quanto à resistência de solos indeformados e amolgada do solo, assim como à sensibilidade.

A ASMT D4648/D4648M (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS) preconiza que o ensaio de cisalhamento de palheta em miniatura consiste em inserir uma palheta de quatro lâminas no final de uma amostra de tubo intacta ou amostra remodelada e girando-a a uma taxa constante para determinar o torque necessário para fazer com que uma superfície cilíndrica seja cortada pela palheta.

A norma também descreve sobre o torque aplicado no equipamento de Mini Vane que é então convertido em uma unidade de resistência ao cisalhamento referente a área de superfície cilíndrica. E que o torque é medido por uma mola de torque calibrada ou transdutor de torque que é conectado diretamente à palheta.

Para o ensaio de Mini Vane, não há normatização nacional, portanto é necessário adoção da norma ASTM D4648/D4648M, diferente da norma do Vane Test.

Para o procedimento é necessário entender a padronização dos conjuntos formados por 4 (quatro) molas, de uso individual, que é acoplada ao equipamento por compressão no eixo vertical. A mola é o elo da palheta com o torquímetro, responsável por fazer girar gradualmente a palheta. A escolha do tipo de mola leva em conta a resistência aparente do material (CHURA VILCANQUI, 2014).

A rotação é graduada em uma escala angular que varia de 0° a 360°, para a rotação interna e de 0° a 90° para rotação externa, formando uma escala secundária externa.

A norma também descreve sobre o torque aplicado no equipamento de Mini Vane que é então convertido em uma unidade de resistência ao cisalhamento referente a área de superfície cilíndrica. E que o torque é medido por uma mola de torque calibrada ou transdutor de torque que é conectado diretamente à palheta.

Segundo Sandroni (2016), os ensaios de mini vane são utilizados em solos altamente sensíveis, como Escandinávia e leste do Canadá, por conseguir determinar a sensibilidade preservando a umidade tanto na condição indeformada quanto amolgada.

1.6 Ensaio de compressão simples não confinada

Ensaio de compressão simples deverá atender a ABNT NBR 12770/ 1992. Ele é determinado pela aplicação de um carregamento no corpo de prova cilíndrica, na qual a relação do diâmetro deve ser de 2 a 3 vezes a altura do corpo de prova de forma axial, com aplicação de carga e velocidade até a ruptura. A velocidade deve ser tal que permita que o cisalhamento se realize sem perda de umidade, ou seja, não drenado.

Além disso, o tempo total do ensaio deve ser aproximadamente de 10 minutos. Geralmente a velocidade é fixada em 1% da altura da amostra por minuto, o que resulta num valor de 0.5 a 2%/minuto.

Em estudo desenvolvido por Sá (2019), realizados *in situ* e laboratório, realizou-se o ensaio de adensamento unidimensional, ensaio de compressão simples e o ensaio triaxial, buscando convalidar com o ensaio de palheta *in situ*.

Segundo Jannuzi (2015), a qualidade da amostra é fundamental para um bom desempenho nos índices de compressão, sendo comumente adotados em pesquisas geotécnicas, ficando perceptível quando comparados os ensaios realizados em Sarapuí I, na década de 70, quando comparado com Sarapuí II, que são estudos recentes.

Segundo Terzaghi (1944), solo que apresenta uma sensibilidade alta no ensaio de compressão simples torna-se inviável, devido não ser possível remodelá-lo para obtenção da compressão amolgada do corpo de prova. Diante disso, o solo passa a ter comportamento fluído.

Segundo Pinto (2006), nos ensaios de compressão não confinados, também chamados de compressão simples, denominados ensaios “U”, o corpo de prova é

carregado de maneira axial sem que se aplique um confinamento. Geralmente, esses ensaios são feitos com uma velocidade de carregamento que provoca uma ruptura que fique entre 10 a 15 minutos.

Para esses ensaios não há condições de drenagem, ou seja, não é dissipada a tensão neutra na qual o corpo de prova é submetido pelo carregamento. Sendo assim, o ensaio de compressão simples pode ser considerado um método particular diferentemente do ensaio triaxial UU, em que a pressão confinante é igual a zero.

A resistência mobilizada é devida à tensão efetiva existente no corpo de prova e, conseqüentemente o resultado é igual ao dos ensaios não drenados, gerando um círculo representativo do estado de tensões na ruptura denominado de círculo "U" (PINTO, 2006).

Tabela 1 - Classificação quanto a resistência.

ARGILAS	FAIXA DE VALORES (Rc)
Muito Mole	Rc < 2,5 t/m ² (25 KPa) Continua Conclusão
Mole	2,5 < Rc < 5,0 t/m ²
Média	5,0 < Rc < 10,0 t/m ²
Rija	10,0 < Rc < 20,0 t/m ²
Muito rija	20,0 < Rc < 40,0 t/m ²
Dura	Rc > 40,0 t/m ² (400 KPa)

Fonte: Adaptado de Karl Tezaghi e Ralph, 1996.

Obs.:

1 KPa = 1 KN/m²

1 t/m² = 10 KPa

1 kg/cm² = 10 t/m² ou 100 KPa

1 t/m² = 0,1 kg/cm²

O resultado através da compressão simples tem suas limitações de interpretação, pois sua utilização prática na geotécnica é na obtenção da consistência das argilas, e, quando ensaiadas em amostras naturais e amolgadas, permite determinar a sensibilidade das argilas.

2 - SENSIBILIDADE DO SOLO

2.1 Argilominerais Sensíveis

Este capítulo discutirá questões relacionadas às perdas de resistência ao cisalhamento não drenado que acontecem em argilas sensíveis após o amolgamento ou quando submetidas à capacidade máxima cisalhante, primeiramente no que diz respeito à definição desta propriedade e suas diferentes classificações, e depois em um segundo passo, a origem e propriedades dos materiais argilosos sensíveis.

2.2 Preceitos da sensibilidade do solo

Em termos gerais, a engenharia atua quase sempre com a necessidade de conhecer a resistência máxima que um material pode fornecer, simplesmente para que seja definido um parâmetro em projeto.

Na geotecnia não é diferente, porém, além da resistência máxima de tensões de cisalhamento tem a necessidade de saber a resistência não drenada de pico (conhecida como força de pico), que nada mais é do que a argila no seu estado natural e imperturbável antes de sua desconstrução, e também é preciso atentar como o mesmo solo se comporta ao ser amolgado ou remodelado (resistência ao cisalhante não drenada amolgada).

Skempton e Northey (1952) e Mitchell (1976) discorreram que, exceto em alguns casos, os solos naturais perdem resistência ao cisalhamento, e que quanto maior for a sensibilidade, maior será a queda na tensão cisalhante após ter sua estrutura desconstruída.

Portanto, a sensibilidade pode ser vista por uma proporcionalidade matematicamente da Resistência ao cisalhamento não drenada sobre a Resistência cisalhante amolgada de acordo com a Equação (1).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (1)$$

Sendo que:

S_t - Sensibilidade;

S_u - Resistência ao cisalhamento não drenada indeformada;

S_{ur} - Resistência ao cisalhamento não drenada amolgada.

A classificação da sensibilidade da argila, encontra se na literatura tendo dois critérios clássicos: o primeiro critério foi desenvolvido por Skempton e Northey (1952)

e o segundo critério foi apresentado por Rosenqvist (1953) e que passou a ser citado em pesquisa do Mitchell (1976). Critérios esses que são mostrados nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Classificação quanto à sensibilidade.

SENSIBILIDADE	DENOMINAÇÃO
1	Insensíveis
1 a 2	Baixa sensibilidade
2 a 4	Média sensibilidade
4 a 8	Sensível
Maior que 8	Extrassensível
Maior que 16	Quick-clays

Fonte: Adaptado de Skempton e Northey, 1952.

Tabela 3- Classificação da sensibilidade de ROSENQVIST (1953).

SENSIBILIDADE	DENOMINAÇÃO
1	Argilas insensíveis
1 a 2	Argila levemente sensível
2 a 4	Argila de medianamente sensível
4 a 8	Argilas muito sensível
8 a 16	Levemente quick clay
16 a 32	Medianamente quick clay
32 a 64	Muito quick clay
Maior que 64	Extra quick clay

Fonte: Adaptado de Mitchell, 1976.

Segundo Rosenqvist (1953), as argilas podem apresentar características de sensibilidade descritas como insensíveis ou pouco sensíveis quando a sensibilidade (St) for menor do que 2. Para o St entre 2 até 4 é tido como sensibilidade média. Até 8 é considerada muito sensível. E, acima de 8 passa a ser considerada *quick clays*, tornando-se rápidas, sendo então descritos que argilas acima de 64, passam a ser consideradas extras rápidas.

Por ter uma classificação de sensibilidade maior, essa pesquisa adotou a tabela Rosenqvist (1953), pois os valores obtidos nos ensaios ultrapassam os valores da primeira tabela, porém ao se tratar de solos no território brasileiro comumente os níveis de sensibilidade encontram dentro da primeira tabela, e são utilizados nos cálculos de recalques de fundações.

2.3 Mineralogia da sensibilidade das argilas

Dando sequência em pesquisas preliminares desenvolvidas na década de 1940, Skempton e Northey (1952), tendo como base o trabalho de outros autores, buscaram esclarecer a distinção entre mineralogia e a sensibilidade. Os autores tiveram como critério buscar a similaridade nas pesquisas, assim adotaram dois depósitos sedimentares de argila diferentes (Detroit One e Boja Nova) nos quais possuem a mesma mineralogia (em ordem de predominância: mica, illita, calcita, quartzo e montmorilonita), tendo as mesmas sensibilidades completamente diferentes. Para o primeiro depósito, foi encontrada uma sensibilidade de 2,5 e no segundo depósito, foi de 14.

Contudo a relação entre os depósitos serviu para mostrar que a correlação mineralógica entre eles nada tem a haver com a sensibilidade, e como conclusão os pesquisadores categoricamente afirmaram que as quick clays e as argilas de baixa sensibilidade não diferem entre si pela mineralogia, tão pouco pelo o tamanho da partícula, que o tamanho não afeta na sensibilidade Skempton e Northey (1952), fato esse que foi comentada por Mitchell (1976) e Talme et al. (1966), apud Bertuol (2009), afirmando que partículas de tamanho reduzido e distribuídas em camadas (minerais argilosos) tem relevância neste fenômeno. Este item será abordado mais uma vez em um tópico à frente.

2.4 Arranjo metaestável das argilas sensíveis

Como será mencionado neste trabalho sobre os depósitos de argilominerais, que em muitos casos são partículas de solos transportadas de diversas formas e entre as formas a mais comum é por meio da água.

A sensibilidade da argila pode se desenvolver independente do meio que se encontra depositada, podendo ser tanto em depósitos sedimentares de água doce (como lago ou rio) ou em depósitos de água salgada (oceano ou estuário).

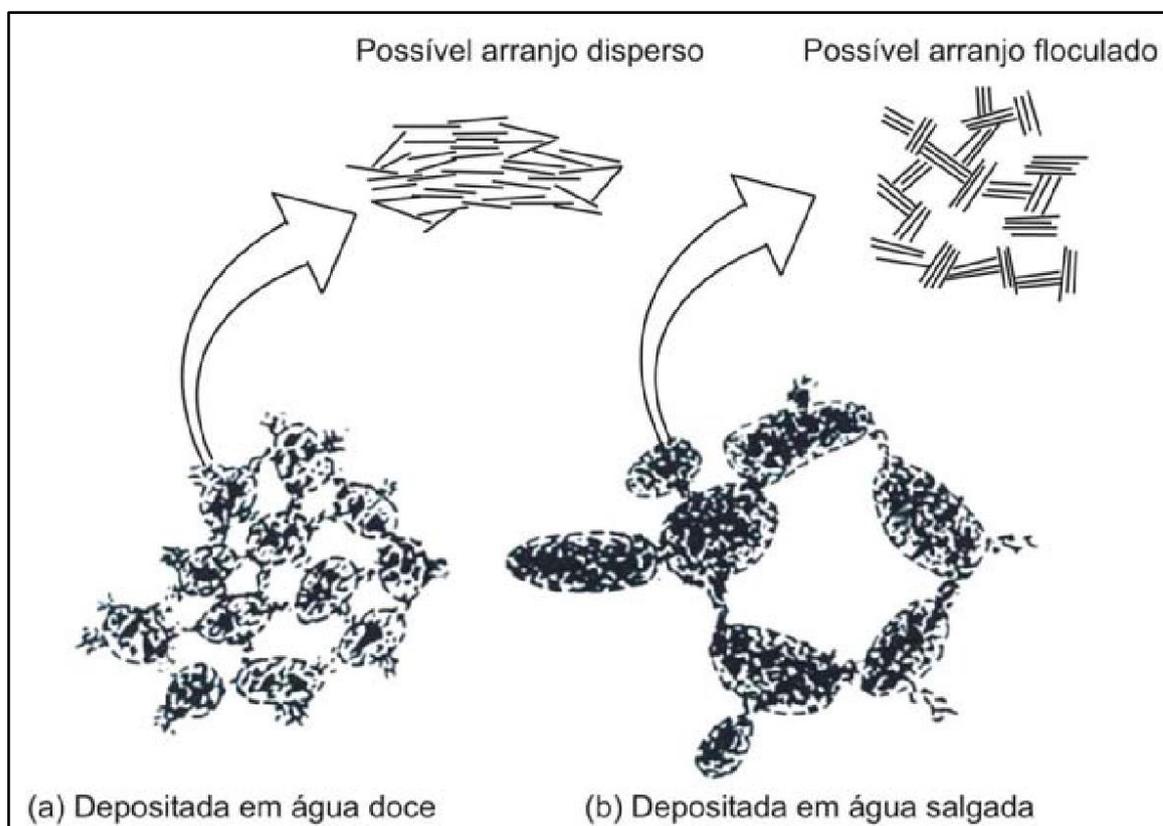
Segundo Mitchell (1976), no entanto, como será visto nesta seção, a sensibilidade está relacionada à formação de argila no ambiente de depósitos de sal (geralmente depósitos glaciais) que datam da última era glacial na Terra.

No entanto, depósitos sedimentares que contém sal estão associados a ter uma maior sensibilidade. Sendo demonstrado por meios das propriedades dos agregados em razão do ambiente.

A ação de floculação das partículas de sal que ocorre durante a sedimentação do solo, principalmente em ambientes que recebem a água salgada, faz com o sal penetre nos poros dos agregados com tamanho e densidade maiores, rompendo as estrutura molecular principalmente em grão com grandes vazios, desencadeando reações químicas nas moléculas das estruturas.

Já em ambientes de água doce, os agregados são pequenos, porosos e separados por pequenos vazios. Essa diferença na organização das partículas é demonstrada na Figura 2.

Figura 2 - Representação dos arranjos das partículas em ambiente de água doce (arranjo disperso) e água salgada (arranjo floculado).



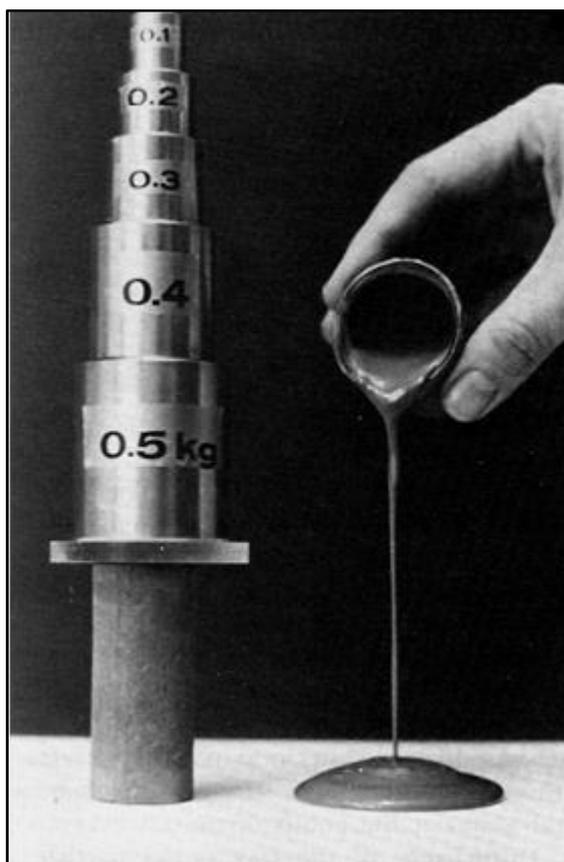
Fonte: adaptado de Mitchell (1976) e Pinto (2006)

A abertura do arranjo estrutural da argila depende de vários fatores como: granulometria, mineralogia, propriedades químicas, presença de água no local sedimentar (salinidade e relação de catiônicas monovalente/bivalente) e também o tempo de deposição. O tempo de deposição tem grande relevância na sensibilidade, pois quão rápida for essa deposição propicia o surgimento de estruturas abertas e instáveis, quase o oposto ao tipo de deposição com baixa velocidade, pois nessa

situação as tensões no solo são aumentadas lentamente, porém também com estruturas abertas, o fator estrutura aberta é relevante para se ter maior ou menor sensibilidade.

A característica da estrutura aberta em solos com alta sensibilidade é maior portanto teve sua confirmação na argila estruturada de Bothkennar no Reino Unido, onde a deposição ocorreu em ambiente contido (portanto, calmos) e com presença de sal (estuarinos) observado por HIGHT et al. (1992). Descrito como sendo uma estrutura floculada contendo elevadas porosidades na sua estrutura, o que causa a perda de resistência ao cisalhamento, deixando a estrutura da argila metaestável (MITCHELL, 1976). Como exemplo do comportamento de uma argila metaestável observa-se abaixo a Figura 3

Figura 3 - Perda de resistência por compressão elevada de uma argila extremamente sensível após remoldada.



Fonte: adaptado de Mitchell, 1976.

A ação do amolgamento faz com que a estrutura se rompa, e, ao se romper, a pressão dos poros é elevada, conhecida como poro-pressão e conseqüentemente ocorre um declínio na tensão efetiva. Fato como esse faz com que o solo tenha

redução na resistência a ser submetido a uma nova tensão, em um curto período de tempo.

Em síntese, para Skempton e Northey (1952) o fator sensibilidade é visto da seguinte forma: na generalidade a sensibilidade está diretamente relacionada à resistência cisalhante do solo ao ser amolgado, e quanto menor for essa resistência amolgada maior será a sensibilidade.

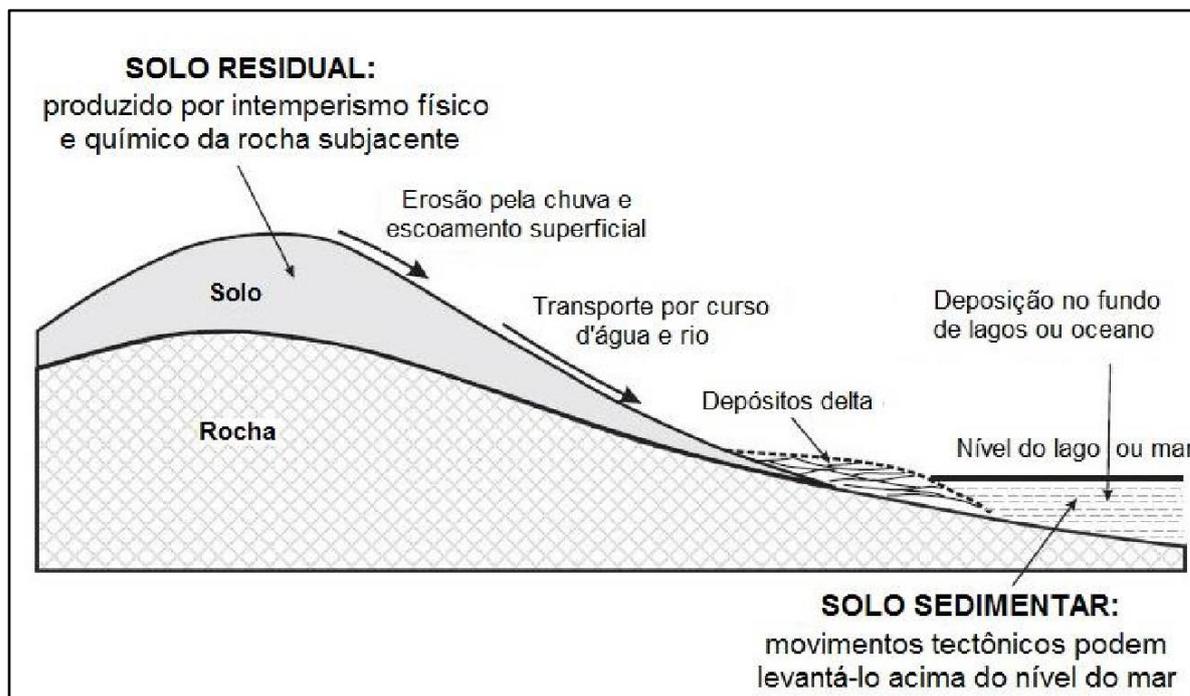
2.5 Formação do depósito fluviomarinho e a relação com a sensibilidade mineralógica.

2.5.1 Formação de depósito sedimentar

Depósitos de argila moles se formam a partir do acúmulo de solo de grãos finos que foram lixiviados para terrenos baixos, que por gravidade tendem a receber matérias de localidades superiores, originando um depósito.

A composição do depósito está ligada em grandes partes à formação rochosa do que dele se origina, e a origem começa pela ação do intemperismo nas rochas. Diversos fatores como topografia, zonas de aeração, drenagem dendrítica ou tributária, temperatura, ciclos de chuva, degelo etc. são agentes causadores do intemperismo.

E, naturalmente, por ação da gravidade, as áreas de várzea, enseadas, estuários, etc. (terrenos baixos) são os recebedores desses sedimentos de áreas mais altas (terrenos altos). A característica principal de um depósito é a falta de drenagem ou quando tem a drenagem ocorre de maneira suave, o que dificulta o transporte do sedimento depositado, e portanto, propensas a inundações. A Figura 4, demonstra uma visão geral dos processos de deposição de sedimentos em áreas de várzea.



Fonte: Biertuol, 2009.

2.5.2 Formação de depósito fluviomarinho

Do ponto de vista geológico, os depósitos de argilas moles sensíveis tem sua formação recentemente, consideradas jovens, e corresponde ao período quaternário. Esses sedimentos foram depositados após o último período de glaciação, há cerca de 10.000 anos. Quando ocorreu o descongelamento das geleiras, elevando o nível dos mares, tendo a sua imensidão de águas salgadas inundando diversas planícies costeiras, vales, lagos, lagoas etc. alterando a formação mineralógica e deixando depósitos sedimentares com sais após o recuo das águas.

2.5.3 Formação dos argilominerais

O termo argila não tem necessariamente um significado mineralógico, sendo aplicada a uma grande variedade de partículas finas encontradas na forma de sedimentos nos solos. Como exemplo tem-se o quartzo que são minerais não encontrados no grupo dos minerais argilosos, mas presentes na composição de muitos depósitos de argiloso. A argila, definida pela sua composição química, contém alumínio hidratado e Vermiculita, granulação fina, de uma maneira geral, a história de qualquer depósito de argila começa com o feldspato ou outros minerais aluminossilicatos, os minerais argilosos são os produtos finais. Alguns depósitos sedimentares, embora finamente divididos, como cinzas vulcânicas e os sedimentos

glaciais, conhecidas como farinhas glaciais não têm a mesma história evolutiva, embora também apresentem partículas muito finas. Portanto, nem todos os sedimentos extremamente finos consistem apenas em minerais argilosos. (Suguio, 2003).

Eberl (1984) apontou a existência de três mecanismos para a formação de minerais argilosos, sendo:

- Herança mineralógica - os minerais argilosos são formados por meio de reações que aconteceu em outras áreas e depois foi transportado para o local onde se encontram atualmente, ficando inerte no ambiente atual;
- Recém-formados ou autogênese - os minerais argilosos são formados por reação Materiais amorfos;
- Herança transformacional - reações químicas dos argilominerais transportados. Essas reações podem ocorrer de duas maneiras, por troca iônica ou por estrutura de cristal.

Ao mudar a estrutura cristalina, os cátions se organizam nos planos cristalinos octaédricos e tetraédricos e tem suas ligações químicas modificadas.

Para se obter uma definição do que é argila e o percentual presente na composição do solo é necessário realizar ensaio granulométrico (NBR 7181 - Solos - Análise granulométrica), levando em consideração os finos (argila e silte) de materiais com diâmetro equivalente inferior a 0,075 mm. O peso das próprias partículas de argila, combinado com o desequilíbrio elétrico inerente aos minerais argilosos, torna a argila um material extremamente complexo.

As formas como as partículas em camadas de argila interagem com o meio depende não apenas da força gravitacional que atua sobre as partículas, mas também das forças atrativas e repulsivas atuantes no argilomineral.

O ambiente e a energia disponível são ações determinantes na formação dos minerais argilosos. Para as formações é relevante destacar as altas latitudes, e suas baixas temperaturas, com essas combinações temos os intemperismo ativo na neoformação, com uma baixa taxa de reações. As transformações são comumente encontradas em ambientes hidroenergéticos diagêneses. Tendo assim os mecanismos para intemperismo estratigráfico e ativo (DA SILVA JUNIOR, 2018).

Já para o material que se acumula em depósito sedimentares, essas são heranças mineralógicas de formação recente, nos quais podem ser facilmente encontrados em regiões tropicais úmidas, depósitos que contam a sua história da

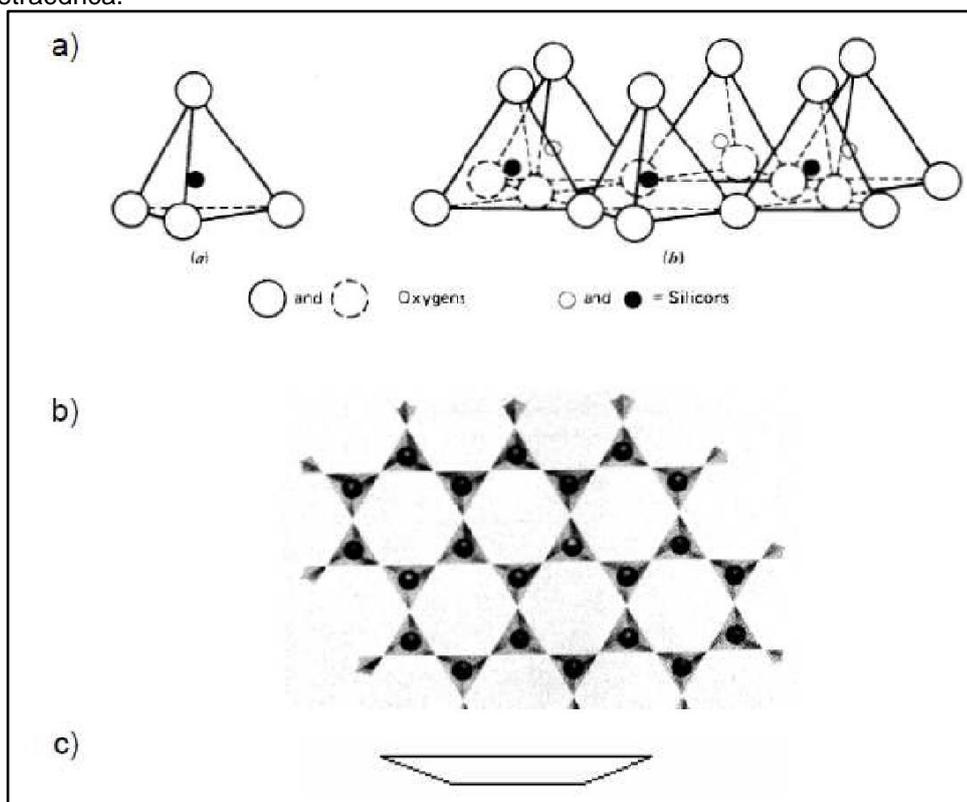
formação sedimentar. Nas altas latitudes inicia-se o processo de formação do mineral como o intemperismo, sendo a ação preponderante, e em seguida, no ponto de vista geológico, acontecem diversas reações mineralógicas, e vão acumulando em regiões tropicais úmidas, formando os depósitos sedimentares, depósitos esse com diversas características, tanto nas partículas quanto nas camadas depositadas ao longo dos milênios (MITCHELL, 1992).

Os diferentes tipos de minerais argilosos existentes são o resultado de diferentes conexões entre as camadas e substituição de íons de alumina ou sílica.

Tendo-as como unidades básicas, as unidades tetraédricas, geralmente compostas por átomos de silício (SiO_4), o primeiro ao centro e quatro de oxigênio nos vértices da formação piramidal.

A Figura 5 demonstra as conexões de uma unidade e a formação em seu agrupamento em folhas.

Figura 5 - a) Unidade e folha tetraédrica. b) Visão espacial da lâmina tetraédrica. c) Representação da unidade tetraédrica.

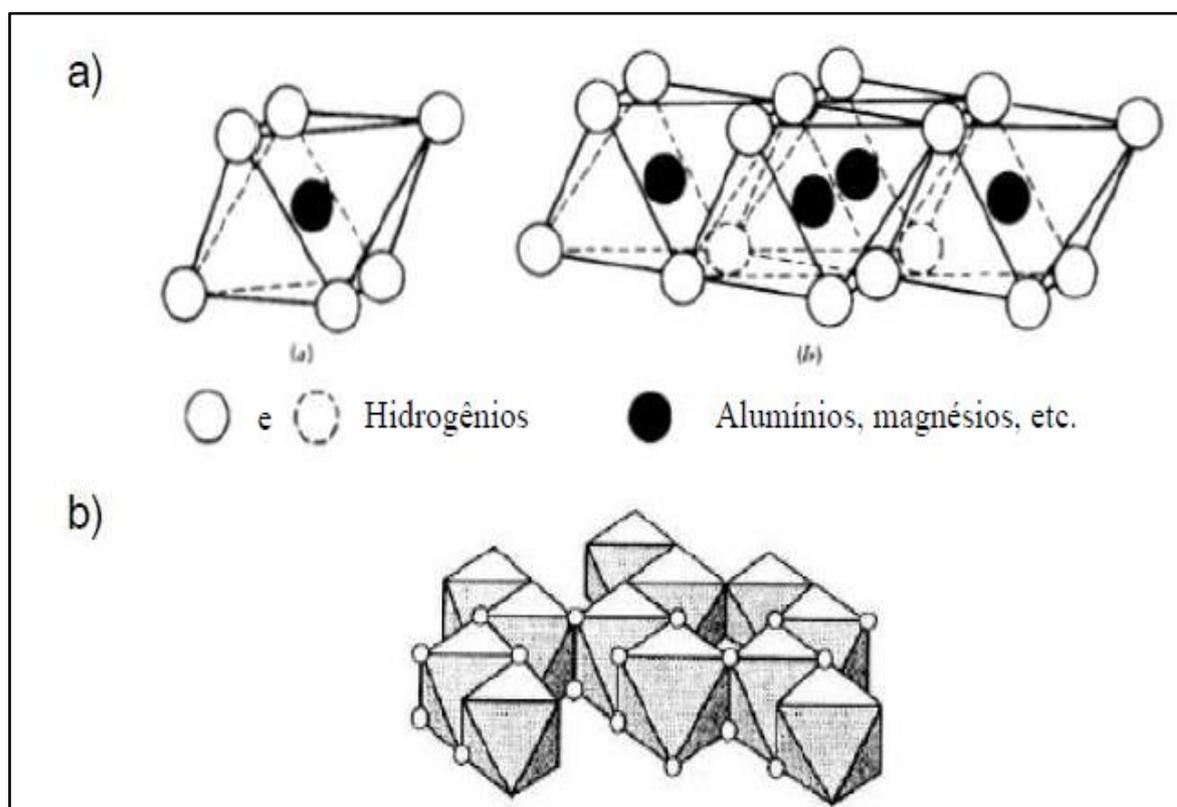


Fonte: Adaptado de Mitchell, 1976.

As unidades octaédricas, geralmente compostas por átomos de óxido de alumínio (Al^{3+}), tendo nos vértices seis moléculas de oxigênio ou hidroxila, formando uma configuração octaédrica. Há outras configurações para a formação octaédrica,

apresentando diferentes cátions em sua composição. Segundo Santos (1989), os cátions mais comuns são o alumínio e o magnésio, mas em outras regiões onde os cátions são abundantes, podem existir em estruturas octaédricas nos vértices do octaedro os íons hidróxido, sendo esses responsáveis pelas ligações de hidrogênio entre os octaedros. A figura 6 demonstra a estrutura de octaedro.

Figura 6 - a) Célula e folha octaédrica. b) Vista espacial da folha octaédrica. c) Representação de células octaédricas.



Fonte: Adaptado de Alshwabkeh, 2001.

2.5.4 Principais grupos dos argilominerais

Existe uma diversidade de argilominerais, porém os facilmente encontrados em grandes quantidades são os caulinita, illita e esmectita.

Segundo Santos (1989), o grupo da caulinita é o que se encontra em maior abundância na natureza. Sua composição é por uma célula unitária simples, consistindo apenas de duas camadas 1:1, unidas por ligações de hidrogênio.

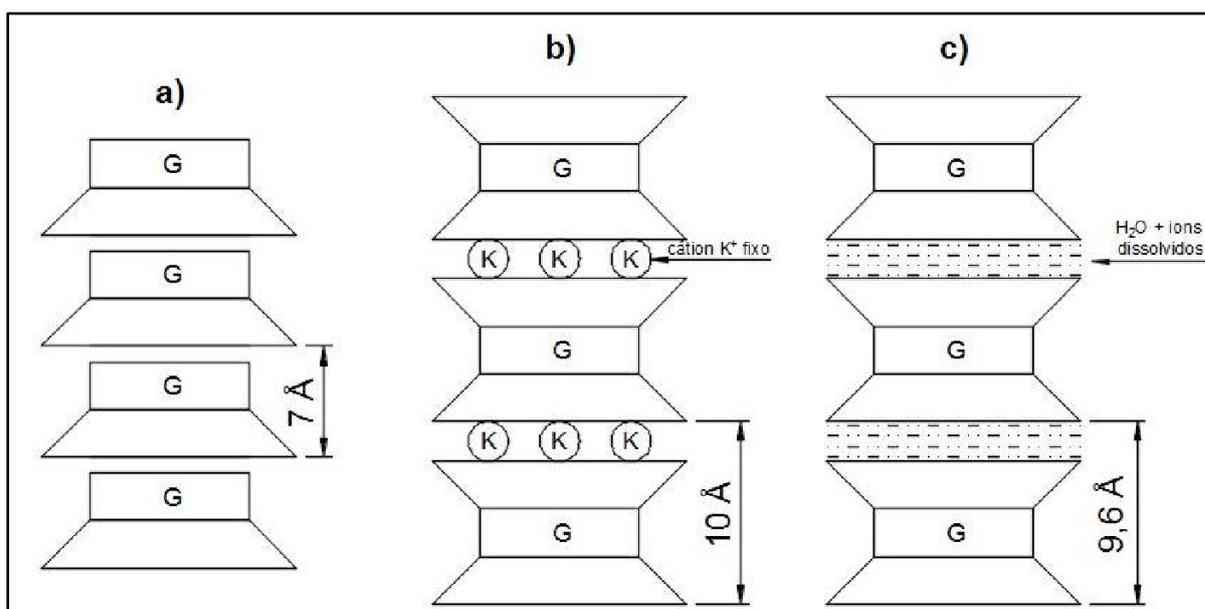
As ligações de hidrogênio são ligações fortes sendo necessária uma grande energia para quebrá-las. A caulinita não possui muita substituição isomórfica, o que a

torna um mineral argiloso neutro com pouca carga. A distância base do grupo caulinita é igual a 7 \AA ($\text{\AA} = 10^{-10}\text{ m}$).

A illita, ou mica argilosa, consiste em um mineral argiloso formado a partir de duas camadas 2:1, os isomorfos que substituem o silício pelo alumínio em cristais tetraédricos. Essa substituição cria um desequilíbrio elétrico, fazendo com que os cátions de potássio sejam atraídos entre as duas camadas de minerais argilosos.

A ligação entre o potássio e a camada tetraédrica é uma ligação iônica e não é facilmente quebrada. Illita tem uma distância base fixa igual a 10 \AA . Assim como a illita, a esmectita possui uma célula unitária formada por duas camadas 2:1, mas não há íons de potássio que as conectem. Entre as duas camadas de montmorilonita, existem cátions

Figura 7 – Representação por gráficos dos principais argilominerais: a) Caulinita, b) Illita, c) Esmectita



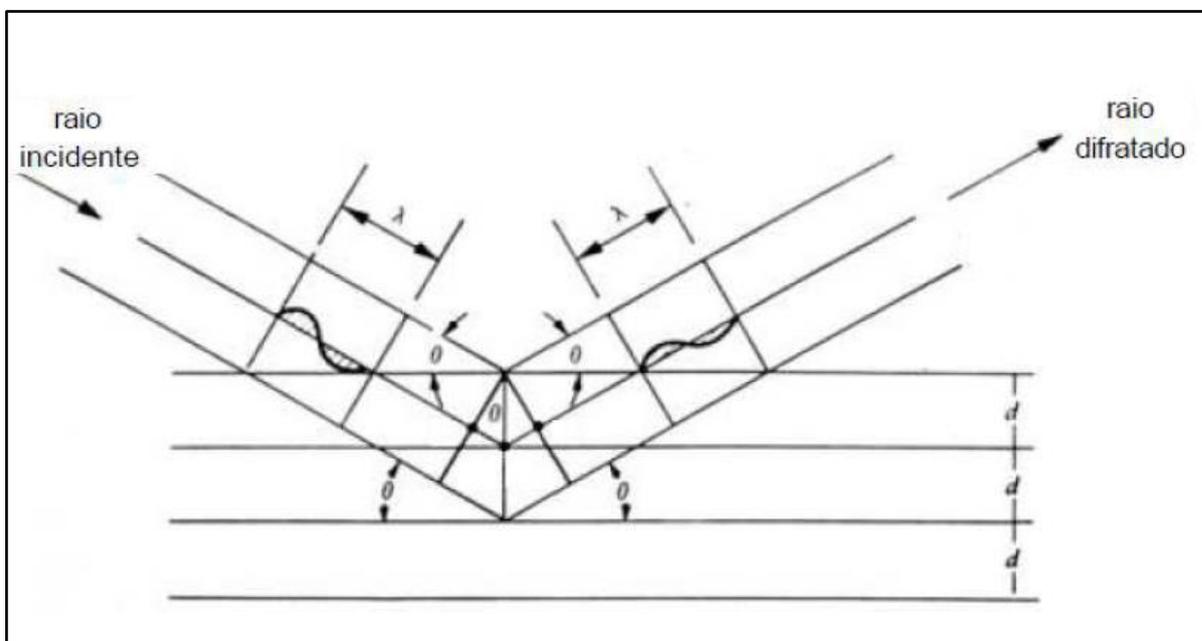
Fonte: Adaptado de Mitchell, 1976.

2.5.5 Difratrômetro de raio X nos argilominerais

Realizações de estudos de microscopia em laboratórios geotécnicos não é usual por não conseguir identificar especificamente a formação do argilomineral, portanto é necessário submeter a analisar por difração de raio-X, no qual tem-se a clivagem da estrutura da rede cristalina dos minerais que o compõe. Na difração do raio-x, é obtido os reflexos com espaçamentos a cada (001), seguindo então (001,

002, etc.), de forma que é identificado facilmente e reconhecido em fotografia de difragma de pó ou em difratograma de raio-x (SUGUIO, 2003).

Figura 8 – Condições Geométricas da Difração de Raios – X.



Fonte: Adaptado de Mitchell, 1976.

Os argilominerais podem ser classificados por testes de difração de raios-X, e se dividem em cinco grupos de acordo com o espaçamento interplanar basal (d). O valor de d é definido como a distância entre os planos da célula unitária. O cálculo de (d) é baseado na lei de Bragg, pois Santos (1975) é demonstrado pela Equação (2) (SILVA JUNIOR, 2018)

$$N\lambda = 2d \sin \theta \quad (2)$$

sendo:

N = número inteiro positivo que representa a ordem de reflexão ($n=1$);

λ = comprimento de onda dos raios-X ($\lambda = 1,5418\text{Å}$);

d = distância interplanar basal;

θ = ângulo de refração.

As medições de difração de raio-X podem ser realizadas usando lâminas naturais (sem glicol) ou com lâminas do tipo glicolada ou lâminas aquecidas a altas temperaturas. Porém tem alguns benefícios ao se utilizar lâminas glicoladas ou lâminas aquecidas a altas temperaturas, essas possibilitam obter melhores informações sobre o argilomineral, devido ao argilomineral apresentar propriedades expansivas, o mineral passa a ter uma maior expansão do núcleo celular interplanar, provocando o inchamento. Já o aquecimento da lâmina proporciona a identificação de matérias amorfo, dificilmente perceptíveis ao natural, devido à distância interplanar.

Uma convenção foi criada na pesquisa com argilominerais, tendo como objetivo simplificar a representação de elementos tetraédricos e octaédricos, conforme mostrado na Figura 9. Por meios simplificados temos estruturas tetraédricas sendo representadas por trapézios, enquanto as estruturas octaédricas sendo representadas por retângulos.

A junção na estrutura octaédrica formando os cátions de alumínio e magnésio sendo as representadas pela letra G é usada para gibbsita e B para brucita. As camadas ocorrem na ligação entre folhas octaédricas ou tetraédricas pelos seus átomos de oxigênio ou hidroxila.

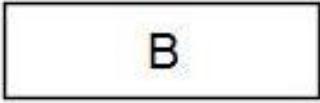
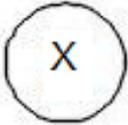
As camadas devem ser classificadas de acordo com o número de folhas octaédricas e tetraédricas que as compõem. Por exemplo: uma camada que consiste em duas folhas tetraédricas e uma folha octaédrica é uma camada 2:1, sendo feito a contagem de folhas tetraédricas em primeiro, seguida de dois pontos e depois as folhas octaédricas.

Os argilominerais têm células unitárias e distância de basal bem definidas. Uma célula unitária pode ser entendida como a menor parte do argilomineral que ainda a representa. Por exemplo, a illita Figura 10 consiste em camadas 2:1 ligadas por íons de potássio repetindo indefinidamente.

Portanto, a célula unitária de illita consiste em duas camadas 2:1, que são ligadas por dois íons de potássio.

A distância basal é a distância entre as duas camadas que compõem a célula unitária mais a espessura da camada, como exemplifica a Figura 9.

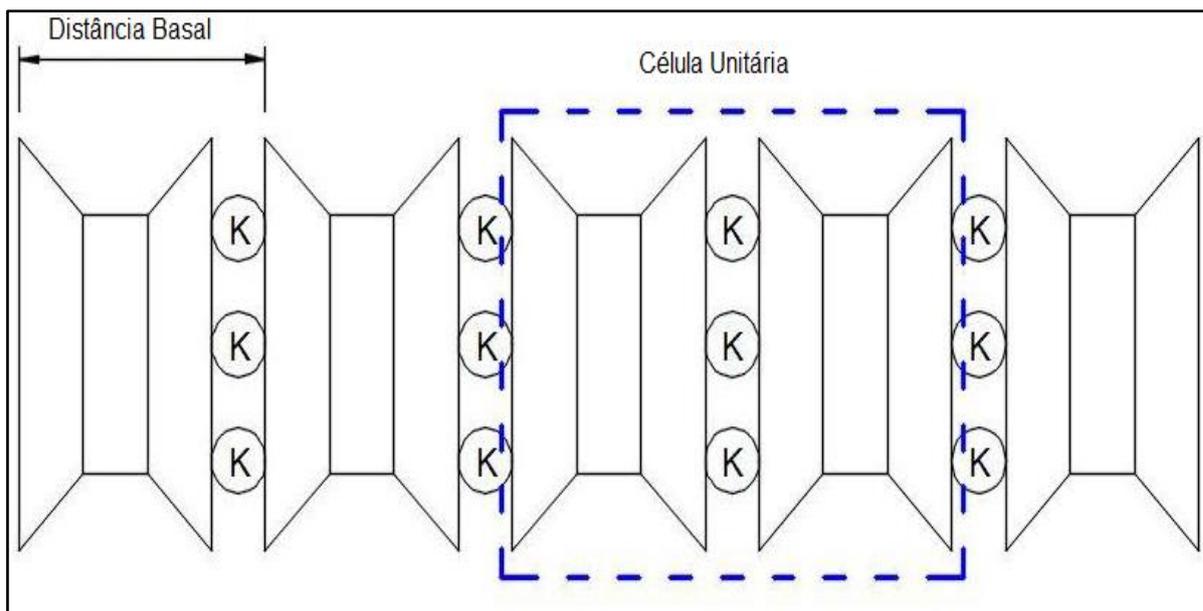
Figura 9 - Representação gráfica por folhas dos argilominerais.

	<p>Folha de Silica Tetraédrica</p>
	<p>Folha de Gibbsita* Octaédrica</p>
	<p>Folha de Brucita Octaédrica</p>
	<p>Íons "X" presentes na estrutura</p>

Fonte: Adaptado de Pinto, 2017.

* Na ausência das letras "G" ou "B", fica subentendido que trata-se de uma folha octaédrica de gibbsita.

Figura 10 - Distância interplanar basal e uma célula unitária da illita.



Fonte: Adaptado de Pinto, 2017.

Alguns grupos dos argilominerais apresentam grandes expansividades, quando adicionado a água ou outros líquidos, como glicol e glicerina, devido a esses líquidos conseguirem penetrar nos espaços basais interplanares, sendo possível identificar argilominerais expansivos como montmorilonita (MMT,) que é um argilomineral que compõe a rocha Bentonita. Outra característica dos argilominerais é o fato de apresentarem hidroxila (OH) ou mesmo H₂O nos espaçamentos interlamelares nas suas estruturas, aquecendo-a a temperaturas apropriadas essas moléculas podem ser eliminadas, causando alterações estruturais detectáveis no difratograma de raios X e que são muito úteis na identificação. A tabela 4 apresenta a classificação dos argilominerais em função da distância interplanar basal “d”.

Tabela 4 – Distâncias interplanares basais específicas para argilominerais.

**DISTÂNCIAS INTERPLANARES BASAIS ESPECÍFICAS PARA
ARGILOMINERAIS**

d (Å)	Possíveis Argilominerais
3,6	Caulinita, refração secundária
7,1	Caulinita, refração primária e Halosita anidra
10	Esmectita anidra, Vermiculita anidra, Ilita e Halosita hidratada
14	Esmectita hidratada, Vermiculita hidratada e Clorita
17	Esmectita glicolada

Fonte: Santos, 1975.

A mineralogia das argilas não tem restrições a um local, região ou especificidade de ambiente geológico, podendo sem dificuldade ser observados em diversos locais de sedimentação. No entanto a certas particularidades é dada a caulinita, que revela condições de lixiviação intensa, com pH ácido e meio catiônico muito pobre, onde estas características são facilmente observadas nos ambientes fluviais de clima tropical úmido.

Já os ambientes ou meio geológico marinhos, como os estuários, baía e deltas são geralmente alcalinos, contendo quantidades apreciáveis de cálcio dissolvido sendo propício à formação de esmectita, ilita e clorita, em detrimento da caulinita.

2.5.6 Desbalanceamento elétrico nos grãos de argilominerais

A carga elétrica na superfície das partículas de argila tem seu desbalanceamento parcialmente ocasionado por substituição isomórfica, e uma outra parte também por efeito da borda. A substituição isomórfica é uma reação química, permitindo que duas ou mais substâncias de diferentes composições tenham a mesma forma cristalina. Nesse tipo de substituição, os cátions das estruturas tetraédricas e octaédricas são alterados sem alterar o arranjo espacial dos átomos de oxigênio e hidroxila. De acordo com Mitchell (1976), o termo "substituição" é mal interpretado, pois não ocorre nenhuma substituição, o que realmente ocorre, são diferentes cátions do cátion comum que já faziam parte da estrutura desde sua formação.

Como exemplo, em tetraedros de sílica, pode ocorrer substituição isomórfica de silício por alumínio, preservando a forma original da folha tetraédrica. Como o silício tem valência de +4 e o alumínio tem valência de +3, os tetraedros têm mais eletronegatividade. Quanto mais substituições ocorrerem, maior será a carga presente no mineral argiloso. Mesmo sem haver substituições isomórficas, a argila apresenta desbalanceamento elétrico.

Segundo Das (2007), o balanceamento de carga de tetraedros e octaedros só ocorre quando essas estruturas têm continuidade, ou seja, quando estão cercadas por outras estruturas semelhantes. Na superfície das partículas de argila, esta é uma condição inatingível, resultando em carga negativa excessiva no local.

2.5.7 Consequências das cargas elétricas relacionando com a argila.

Para conhecer o efeito da carga no comportamento da partícula, é usada a razão entre a área de superfície e seu peso, chamada de área de superfície específica.

Quando se tem uma superfície específica pequena, a exemplo dos grãos de areia, tem a ação gravitacional na orientação do comportamento do material.

Diferente do grão de areia as partículas de argila, possuem áreas superficiais específicas relativamente grandes proporcionalmente, o que deixa o seu comportamento muito dependente da carga inerente à sua composição mineral. Os minerais de argilas têm camadas diferentes a depender de sua formação, portanto a área de superfície específica varia com a força de suas ligações químicas.

As camadas de esmectita são unidas por ligações de van der Waals, que são ligações fracas. Segundo Santos (1989), a fraca ligação intercamada impossibilita que os argilominerais do grupo das esmectitas formem grãos maiores e, portanto, tenham valores superficiais específicos muito altos.

As partículas de argila formadas a partir do grupo caulinita de minerais argilosos, é oposto a esmectita, no qual tem uma ligação por camadas fortes, chamadas de ligações covalentes, resultando em partículas relativamente maiores. Assim, a área superficial específica da esmectita tende a ser 100 vezes maior que a da caulinita (PINTO, 2006).

Uma das consequências da forte atividade elétrica das partículas de argila é a baixa permeabilidade que as argilas apresentam, mesmo que esses solos apresentem altos índices de porosidade. A explicação para este fenômeno está na existência de

uma dupla camada de água ao redor das partículas de argila, composta por água e íons intercambiáveis.

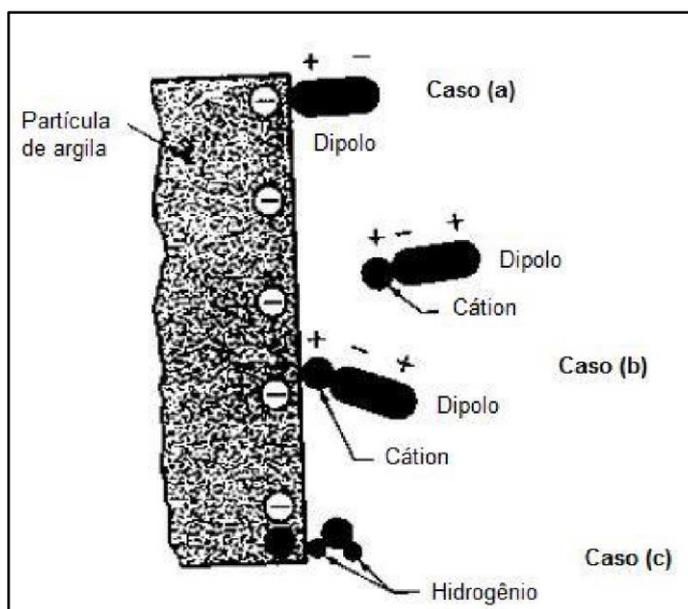
Tanto as partículas de água quanto os íons intercambiáveis estão ligados à estrutura da argila através da força atrativa exercida pelas cargas negativas dos minerais argilosos. Sendo que a maioria dos vazios na argila já contém na sua estrutura camadas de água, que impedem que o argilo mineral seja saturado livremente.

A composição da dupla camada difusa é mostrada em detalhes na Figura 11. Tendo as moléculas de água sendo polares, havendo pois as ligações dos hidrogênios se ligam aos átomos de oxigênio de forma não simétrica, formando um polo negativo e outro polo positivo.

O polo positivo da molécula de água pode ser diretamente atraído pela carga negativa do argilomineral. De maneira análoga, o polo negativo da molécula de água pode ser atraído em direção a um cátion intercambiável que esteja em suspensão, ou absorvido na superfície do argilomineral.

Em ambos os casos a partícula de água é mantida ao redor dos grãos, com ação direta ou indireta, devido à eletronegatividade das partículas de argila.

Figura 11 – Demonstração sucinta da dupla camada de água difusa ao redor das partículas de argila.



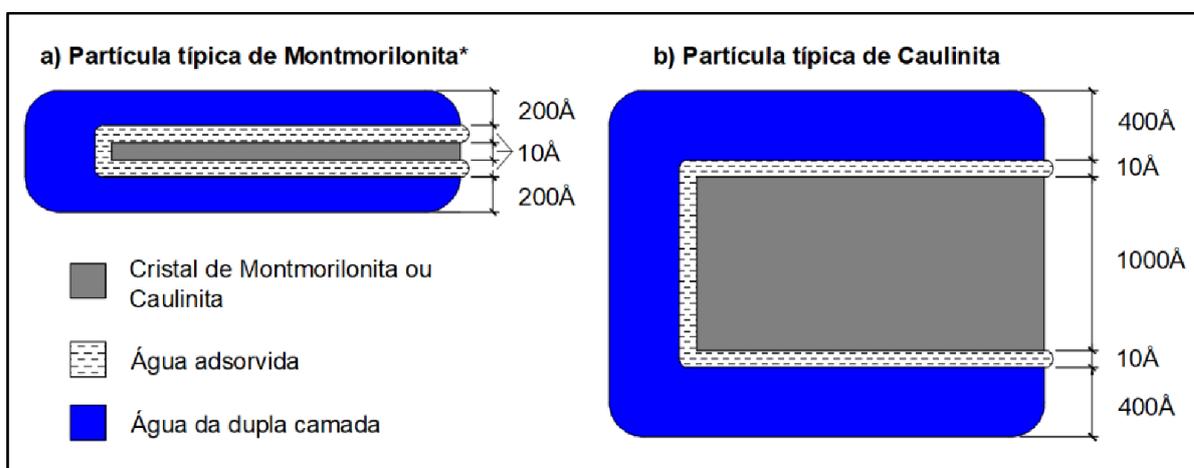
Fonte: Adaptado de Das, 2007.

Próximo à superfície, tem uma atração entre as partículas do solo e a água é muito forte, e a camada mais interna de água é chamada de água adsorvida, ou água

rígida, por ser muito mais viscosa do que a água livre nos poros. Atração à medida que se afasta dos minerais argilosos na superfície perde força até parar de exercer sua influência. A água da bicamada de difusão é difícil de remover e não pode se mover livremente no solo. Mudanças na viscosidade da água em uma bicamada de difusão de argila têm um efeito significativo no comportamento do solo. Na figura 12, discute-se a influência do comportamento viscoso das argilas na resistência ao cisalhamento mobilizado em campo e em laboratório.

A relação entre a quantidade de água na bicamada e a espessura da partícula está diretamente relacionada à plasticidade da argila: quanto maior a capacidade da partícula de reter água dos poros em sua bicamada difusora, maior a sua plasticidade. Por exemplo, argilas de esmectita são capazes de absorver grandes quantidades de água e manter sua consistência porque a maior parte da água fará parte da bicamada difusora em vez de ficar livre nos poros.

Figura 12 – Proporções da dupla camada difusa de uma partícula de Montmorilonita e uma partícula de Caulinita



Fonte: Adaptado de Das, 2007.

2.5.8 Ação dispersante de matéria orgânica no solo

De acordo com Mitchell (1976) a presença de orgânicos é um fator relevante em se tratando da sensibilidade da argila. A contribuição de materiais orgânicos presentes na argila é devido a ligação catiônica em equilíbrio combinados de magnésio (Mg^{+2}) e cálcio (Ca^{+2}) fazendo com que tenha um desequilíbrio na estrutura do argilomineral, devido ao aumento da concentração de cátions

monovalentes, o que por sua vez aumenta a quantidade de molécula de água e repelindo as partículas de argilas, conhecido como repulsão.

O mesmo causador da repulsão e ligação das partículas não se aplica na generalidade, pois essa parametrização não tem tanta relevância no meio sedimentar marinho, Mitchell (1976) entre outros pesquisadores, citam que a influência da matéria orgânica na formação das estruturas argilosas no ambiente marinho tem um teor de matéria orgânica inferior a 1%.

Como constatação que o teor orgânico tem sua relevância na sensibilidade da argila é que no campo de pesquisa experimental em Bothkennar, HIGHT et al. (1992) e NASH et al. (1992), concluíram que nesse depósito com idade entre 8500 a 6500 anos, o teor de matéria orgânico encontrado varia entre 3% a 8%. E à luz de outros pesquisadores, inclusive o citado nesse capítulo, acredita-se que além da partículas de matéria orgânicas na formação das geleiras, essas mesma durante o período glacial havia uma imensa quantidade de matéria orgânica em suspensão nos mares e afluentes (estuários) e que essas partículas trazidas pelos degelos uniram-se com as que encontraram em suspensão nos estuários e locais costeiros, alojando em locais confinados, como exemplos, Rias, estuarinas, etc. deixando o corpo sedimentar argiloso distinto, com altas sensibilidade.

2.5.9 Correlação com o PH e a sensibilidade nos argilominerais

Há uma relevância que não pode deixar de ser considerada na sensibilidade de argilas, é o pH do solo. Sendo comumente encontrados em pesquisas que de praxe já buscam correlacionar a influência do pH sobre a sensibilidade, verificando a presença de íons de sódio (Na), cálcio (Ca), magnésio (Mg) e potássio (K), para a relação: equação denominada por conveniência (3).

$$\frac{Na}{K,Ca,Mg} \quad (3)$$

Pesquisas relacionadas têm demonstrado que à medida em que o teor de sódio aumenta, também aumenta a sensibilidade, podendo chegar a um nível de aumento crítico, ou seja quando a razão expressa na Equação (3), apresenta uma proximidade

nos valores próximos a 5,5 (valor de frequência). Isso mostra um link da relação entre pH, teor de íons sódio e a sensibilidade.

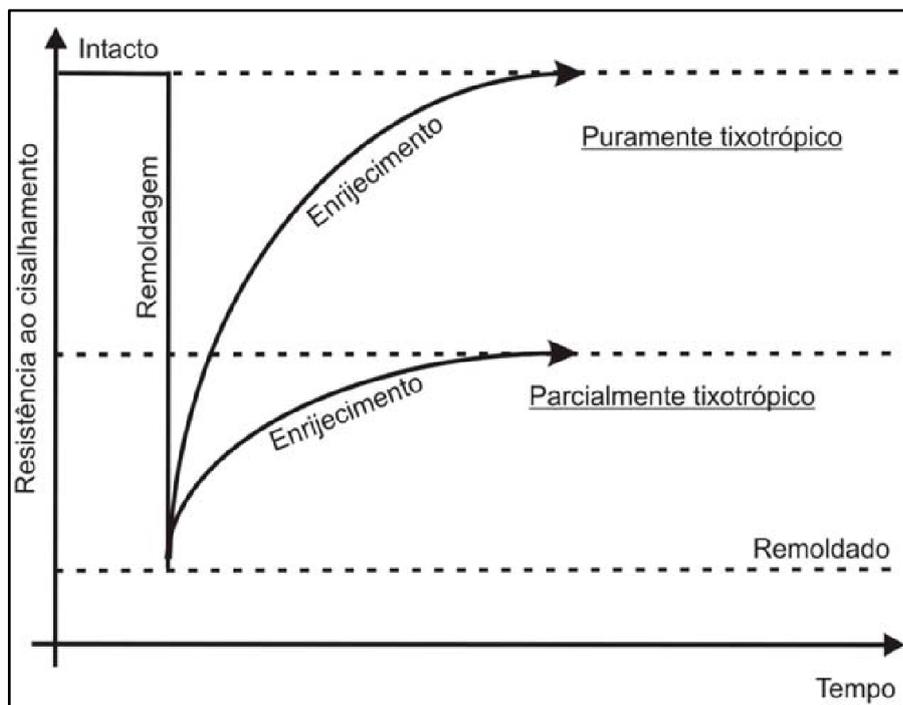
A ação da chuva que tem seu pH entre 6,5 e 5,0 pode ser um dos mecanismos causadores destes processos, processo esse que dissolve o CO₂, diminuindo assim o pH da água armazenada no solo, e com a redução do valor o que a deixa ácida e capazes de atacar feldspato, mica e clorito, liberando assim íons multivalentes presos na superfície desses minerais.

Mitchell (1976) acrescentou que no outro extremo, quando se tem um pH alto, os íons de hidrogênio podem ser dissolvidos aumentando sua carga negativa, o que também aumenta a espessura da dupla camada iônica, e conseqüentemente aumenta a sensibilidade.

2.5.10 Tixotropia dos argilominerais sensíveis

Skempton e Northey (1952) definiram a tixotropia nas argilas, sendo a ação dos argilominerais recuperaram suas propriedades naturais após ter sua resistência cisalhante desconstruída, isso em um certo período de tempo (Figura 13). Os autores ainda comentam que este é um processo reversível, mas para isso algumas propriedades da água, na composição química e a concentração de eletrólitos, não devem sofrer alterações. Mitchell (1976) ainda afirma que a tixotropia pode ocorrer sob condições de volume constante (compressão), ação em que o solo varia de volume devido ao carregamento, mas mantém sua estrutura mineralógica.

Figura 13: Comportamento tixotrópico dos argilominerais sensíveis, diferenciando os materiais puramente e parcialmente tixotrópicos.



Fonte: Adaptado de Skempton e Northey, 1952.

Mitchell (1976) apresenta um resumo de suas pesquisas anteriores, sobre os estudos tixotrópicos. O autor apresenta as seguintes questões: Em um dado momento, a estrutura do solo adapta-se ao recalque, remodelagem e a compactação. Quando são cessadas essas ações, a estrutura não estará mais em equilíbrio. Se a relação de atração e repulsão entre as partículas dos argilominerais, forem favoráveis, acontecerá, possivelmente, floculação e a mudanças na estrutura mineralógica em água-cátion, deixando essa ligação com uma energia menor (mais favorável).

A correlação com o tempo da tixotropia é possível de ser explicada pela resistência viscosa e a ligações iônicas. Skempton e Northey (1952) observaram uma menor recuperação tixotrópica para argilas quanto menor o teor de umidade da argila em relação ao limite de liquidez, podendo ser cessado quando os valores do teor de umidade se aproximarem do limite plasticidade.

Para estudos de sensibilidade, é importante conhecer o teor de umidade do solo, mas não isoladamente, e sim relacionados com o limite de Atterberg, sendo sugeridos pelos autores comparar o índice de plasticidade através da Equação (4) proposta por Terzaghi (1936).

$$IL = \frac{w - LP}{\underbrace{LL - LP}_{IP}} \quad (4)$$

Sendo:

<i>IL</i>	Índice de liquidez;
<i>w</i>	Teor de umidade do solo;
<i>LP</i>	Limite de plasticidade;
<i>LL</i>	Limite de liquidez;
<i>IP</i>	Índice de plasticidade.

A relação com os limites de Atterberg comumente para solos que não apresentam sensibilidade, podem ser compreendidas pelos seguintes parâmetros:

Quando $w = LL$, o índice de liquidez será igual a um;

Quando $w = LP$, o índice de liquidez será igual a zero.

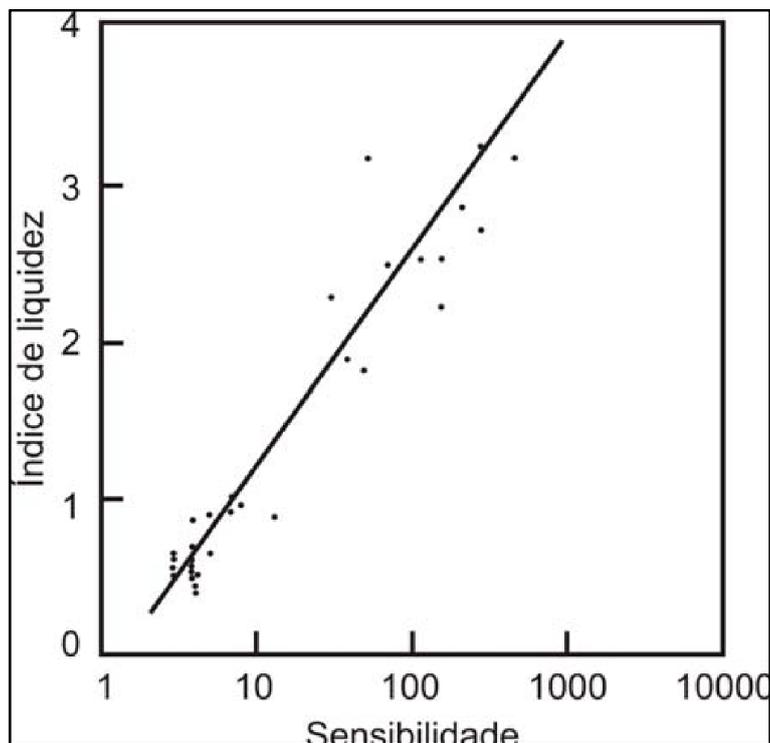
Mitchell (1976), em resumo, apresentou os limites de Atterberg, como distinta relevância na identificação das argilas sensíveis, da seguinte forma:

Para as argilas sensíveis, são identificadas como $w > LL$ (ou seja, $IL > 1$), exemplo na Figura 14.

E nas quick clays, normalmente tem-se $LL < 40\%$ e excepcionalmente $LL > 50\%$.

Um exemplo é a argila sensível de Quebec ($St = 22$), caracterizada por Demers et. al. (2002). Para esta argila, LL variou de 62% a 72% com o índice de liquidez condizente, isto é, pouco maior que 1.

Figura 14 - Gráfico da sensibilidade correlacionando com o índice de liquidez para uma argila marinha norueguesa.



Fonte: Adaptado de Mitchell, 1976.

Um outro indicador importante segundo Mitchell (1976) é a atividade da argila, relevância essa citada por Skempton (1953).

De acordo com a Equação (5), essa equação apresenta os resultados da atividade (A_t), no qual se define como a razão entre o índice de plasticidade (IP) e a fração argila do solo, obtendo-se um percentual (porcentagem de partículas menores que $2 \mu\text{m}$). A atividade e a sensibilidade são correlação inversamente relacionadas.

Para as argilas rápidas (quick clay) os valores comumente apresentam resultados $A_t = 0,15$, diferente dos sedimentos marinhos inorgânicos.

Os valores dos sedimentos marinhos inorgânicos estão dentro do limite entre $0,5 < A_t < 1,0$. Segundo Demers et al. (2002), um depósito sedimentar marinho em Quebec tem um teor de 0,56 condizente com a sensibilidade do local ($St = 22$). Portanto é semelhante ao que foi identificado no campo de teste de Bothkennar no Reino Unido. Constando um ($A_t = 1,34$), apresentou uma sensibilidade média de 5 Nash et al. (1992). Razão essa que deixa claro que os argilominerais expansivos como exemplo as esmectita, que possuem alta atividade, não são fatores determinantes das quick clays, Leroueil et al. (2002).

$$At = \frac{IP}{\text{fração argila}} \quad (5)$$

No que diz respeito à tixotropia, é importante destacar que quando o solo não está totalmente recuperado após ter sofrido o cisalhamento ou ter sido amolgado, considera-se que o solo apresenta comportamento tixotrópico parcial (demonstração na Figura 13. Este comportamento é típico da maioria dos depósitos sedimentares, podendo ter em alguns casos não seja recuperado completamente e sim uma pequena parte da resistência tenha se recuperado (SKEMPTON e NORTHEY, 1952).

Tal razão leva os pesquisadores a afirmarem que a somente a tixotropia não é fator determinante para explicar a sensibilidade. Por meio de estudos de casos conduzidos com experimentos com 3 argilominerais, realizou-se testes para medir o aumento da força tixotrópica, em condição $w = LL$. Os argilominerais testados foram caulinita, illita e bentonita (nome dado ao subgrupo montmorilonita que pertence ao grupo montmorilonita).

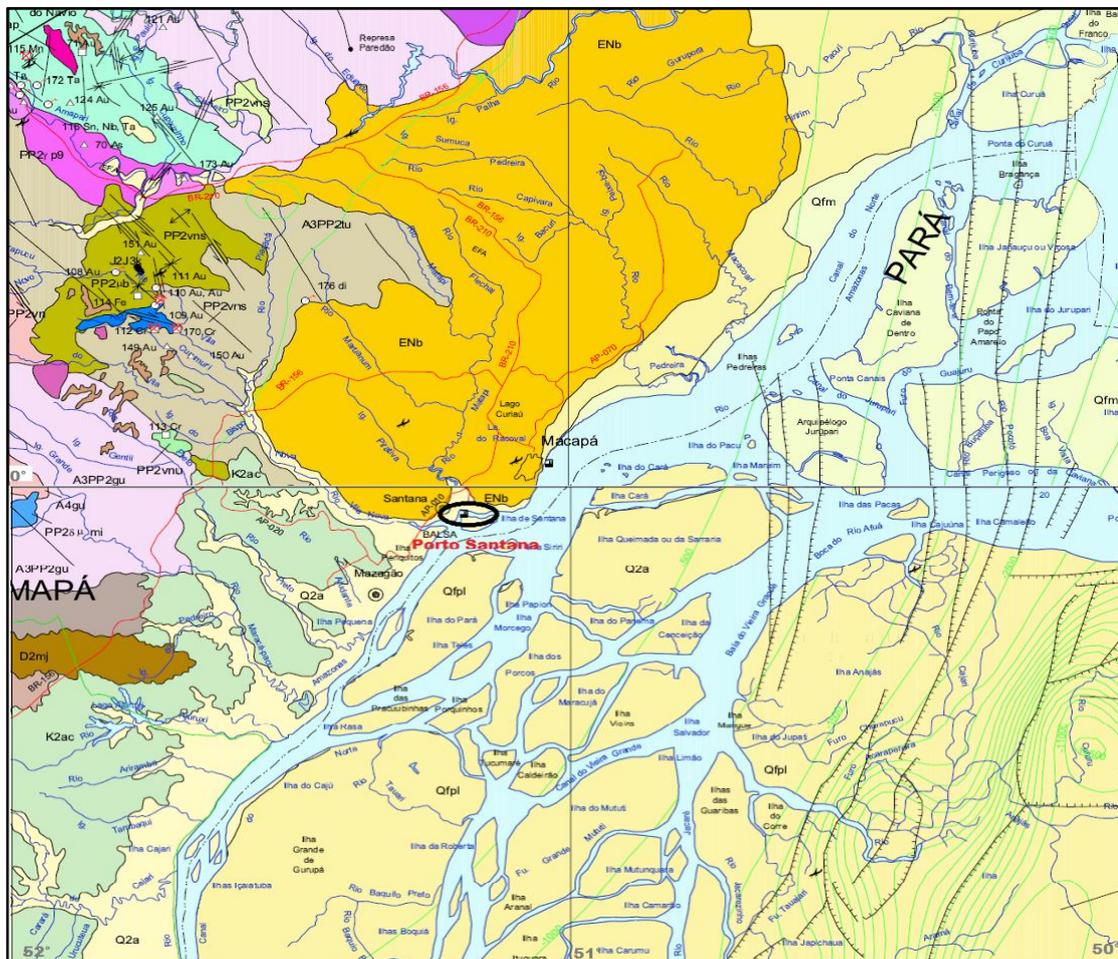
Apresentou os seguintes resultados, o primeiro solo não teve tixotropia, o segundo solo teve a resistência aumentada rapidamente, significando que a intensidade tixotrópica é de moderado a estado último de regeneração.

Resumindo, solos que apresentam até sensibilidade média podem ser explicados por este fenômeno, já solos com sensibilidades maiores não o são.

2.6 Geomorfologia do solo

A formação da região pesquisada corresponde a uma morfologia de sedimentos não consolidados, com acúmulos nos terraços fluviais, resultante de inundações periódicas. Essas inundações influenciam nos períodos de degelo nos Andes, nos quais elevam a vazão do rio por alguns meses do anos, e quando o rio retorna a sua cota natural ficam sedimentos argilosos depositados nesses terraço. Regressivo a esses sedimentos surge a formação Barreiras, formação essa que tem sua geomorfológica de uma planície, todavia em alguns pontos há um afloramento dessa formação. Para melhor entendimento, compara-se a formação barreira ao estado vizinho, o Pará, tendo em determinados locais da costa marítima a formação de reentrâncias, originando bacias estuarinas, identificadas como falsas rias, já que as rias são encontradas na região de Galiza na península Ibérica (DA SILVA, 2006).

Figura 15 - Mapa geomorfológico da bacia do rio Amazonas.



Fonte: Adaptado - Carta do IBGE, 2021.

Legenda:

Q2a

Depósitos Aluvionares: cascalho, areia e argila semi-consolidados e inconsolidados. Era cenozóica - Período quaternário – Holoceno.

Qfm

Depósitos flúvio-marinhos: depósito indiscriminado de pântanos e mangues flúvio-lagunares e litorâneos indiscriminados.

Qfpl

Era cenozóica - Período Quaternário – Pleistoceno a Holoceno.

ENb

Depósitos fluviais e fúlvio-lagunares: depósitos de cascalhos, areia e argila relacionados a canais e planícies de inundação com influência variada de marés. Era cenozóica - Período Quaternário – Pleistoceno a Holoceno.

K2ac

Grupo Barreiras: arenito fino e grosso, siltito e argilito com lentes de conglomerado e arenito grosso. Era cenozóica - Período Terciário. Formação Alter do Chão: arenito grosso, friável, de cores variadas. Era mesozóica – Período Cretáceo.

3 - ENSAIOS CISALHANTES PARA IDENTIFICAÇÃO DE ARGILAS SENSÍVEIS

3.1 Generalidade

Este capítulo visa apresentar os ensaios de resistência cisalhante indeformada e amolgada utilizando lâminas controladas por dispositivo remoto, o que é primordial na aferição da resistência cisalhante do perfil geológico. Metodologias de ensaios são mutuamente aplicados em campos e no laboratório, assim dão uma maior confiabilidade, porém o que vêm sendo tema de pesquisas científicas, é a adoção de ensaios *in situ* como consolidação dos resultados. Segundo Schinaid, 2005, há uma grande variedade de ensaios *in situ*, que atendem as demandas geotécnicas, tanto como ensaios mini destrutivos, a exemplo o Vane Test, ou não destrutivos, em evidências os ensaios sísmicos.

Em um breve histórico sobre o VST, as pesquisas iniciais utilizando palhetas enclausuradas por uma cápsula de proteção que foi previamente descrita por Flaate (1966) e Gylland et al. (2013) como um sistema rotativo de alta precisão. Atualmente essa confiabilidade é de fácil percepção com softwares desenvolvidos para esse fim, como também a percepção de anormalidades durante os ensaios *in situ*.

3.2 Resistência não drenada com o Vane shear test (vane test)

A resistência do solo não drenado é obtida por meio de uma carga que se aplica ao solo em um curto intervalo de tempo, de maneira que a água intersticial não seja drenada e apresente dados reais da tensão cisalhante. Em contrapartida, não pode ser obtida a resistência cisalhante em solo com predominância arenosa, pois solos arenosos permitem o escoamento durante o teste, diferente dos solos argilosos, que a condutividade hidráulica é intrínseca à argilominerais.

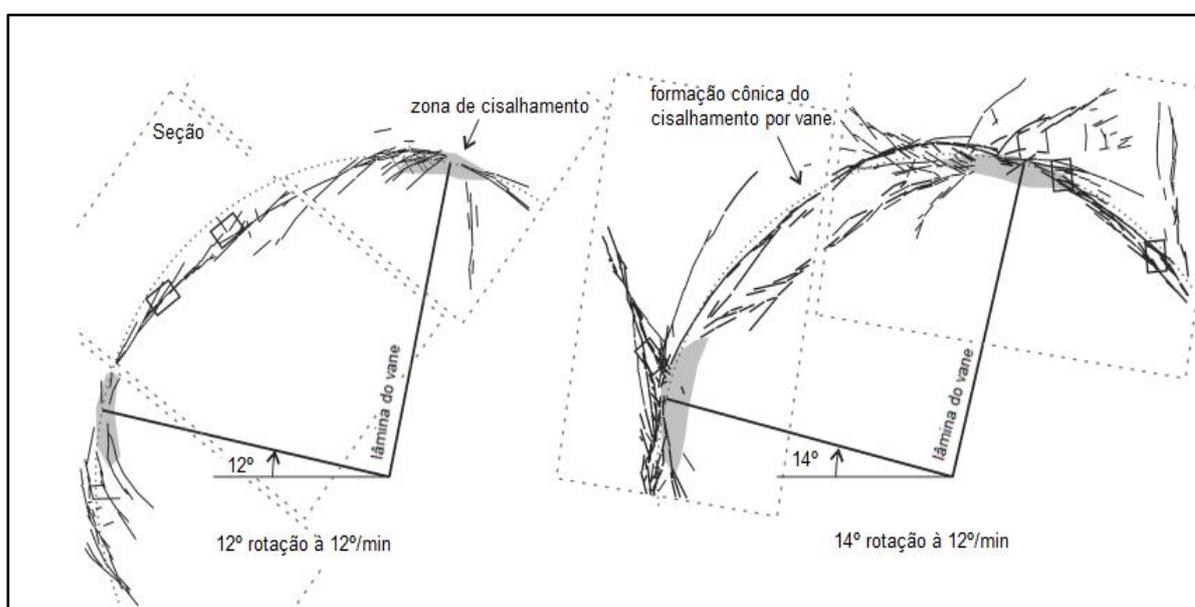
A metodologia do ensaio de VST, consistem em ensaio de cravação vertical no solo com suas lâminas em formato cruciforme, de ângulos retos à 90°, rotacionando com velocidade constante até que se atinja o pico máximo do cisalhamento, conhecido como o máximo torque ($T_{máx}$), para a ruptura do solo.

A circunstância da palheta tem sua formação cruciforme, caracteriza-se um solo totalmente cortado, garantindo que a ação da palheta tenha um comportamento global em todas as 4 lâminas, com a mesma intensidade da ponta à base, deixando a ruptura na forma cilíndrica (TORSTENSSON, 1977). Detalhes da geometria de corte

com as lâminas do VST em função da rotação estão apresentados na Figura 16 no qual teve a micro geometria investigada *in situ* por Gylland (2013).

O Vane Test provoca, durante o ensaio, pequenas fissuras desagregando as ligações naturais dos argilominerais, ligações essas conhecidas por condutividade hidráulica, tal percepção é compreendida por meio de testes triaxial. Pois com as mesmas intensidades no carregamento do corpo de prova, há uma nítida diferença no material arenoso e argiloso. Por isso cabe analisar os limites de Atterberg (KURUKULASURIYA ODA e KAZAMA, 1999).

Figura 16 - Detalhe da geometria cisalhada por Vane Test.

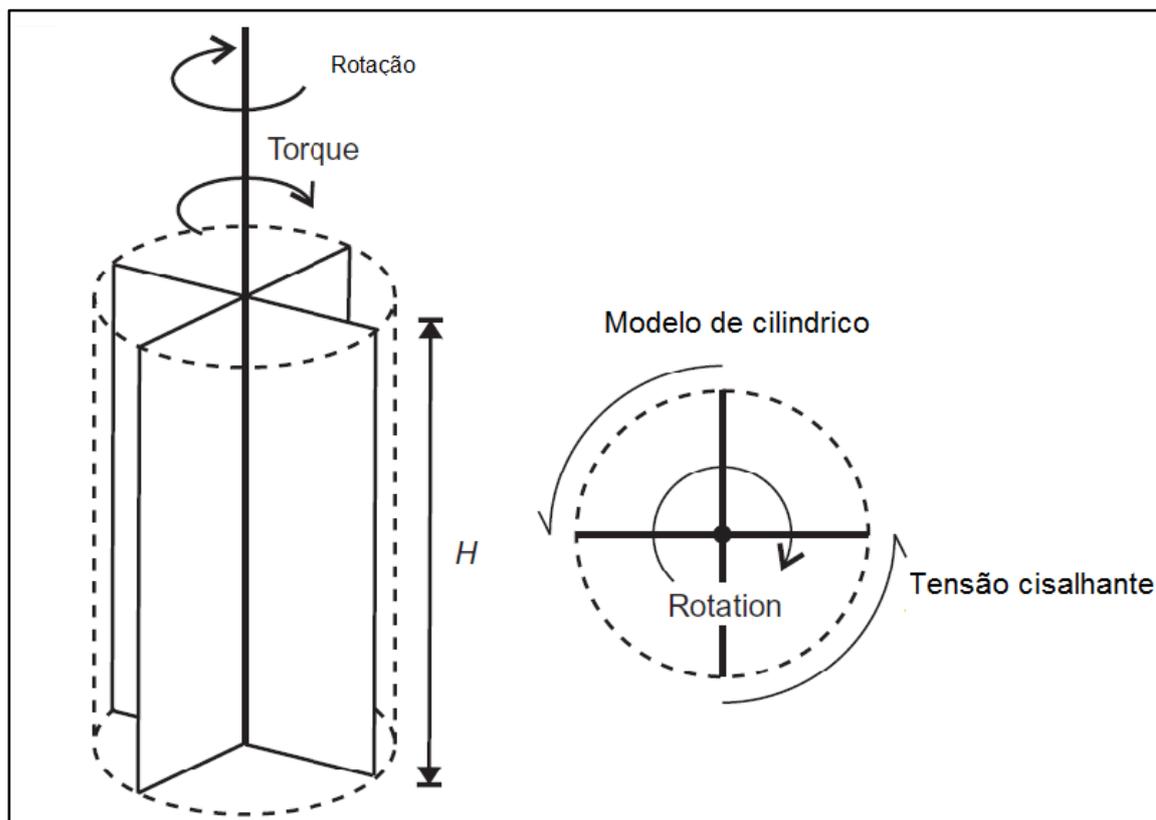


Fonte: Adaptado - Gylland, 2013.

A zona cisalhada na Figura 16 nesse tipo de solo não seguiu a formação de fissuração cilíndrica com a rotação a 12°. A micro geometria teve seu cisalhamento em uma formação um pouco ramificada com aparência de uma formação quadrada arredondada, seguindo até os 14° de rotação, aí sim a fissuração apresentou sua formação cônica características. Esse ensaio visou testar a micro geometria do cisalhamento provocada pelo VST em um solo com alta sensibilidade. Mas essa pesquisa serviu para demonstrar a formação cônica cisalhante no ensaio com VST.

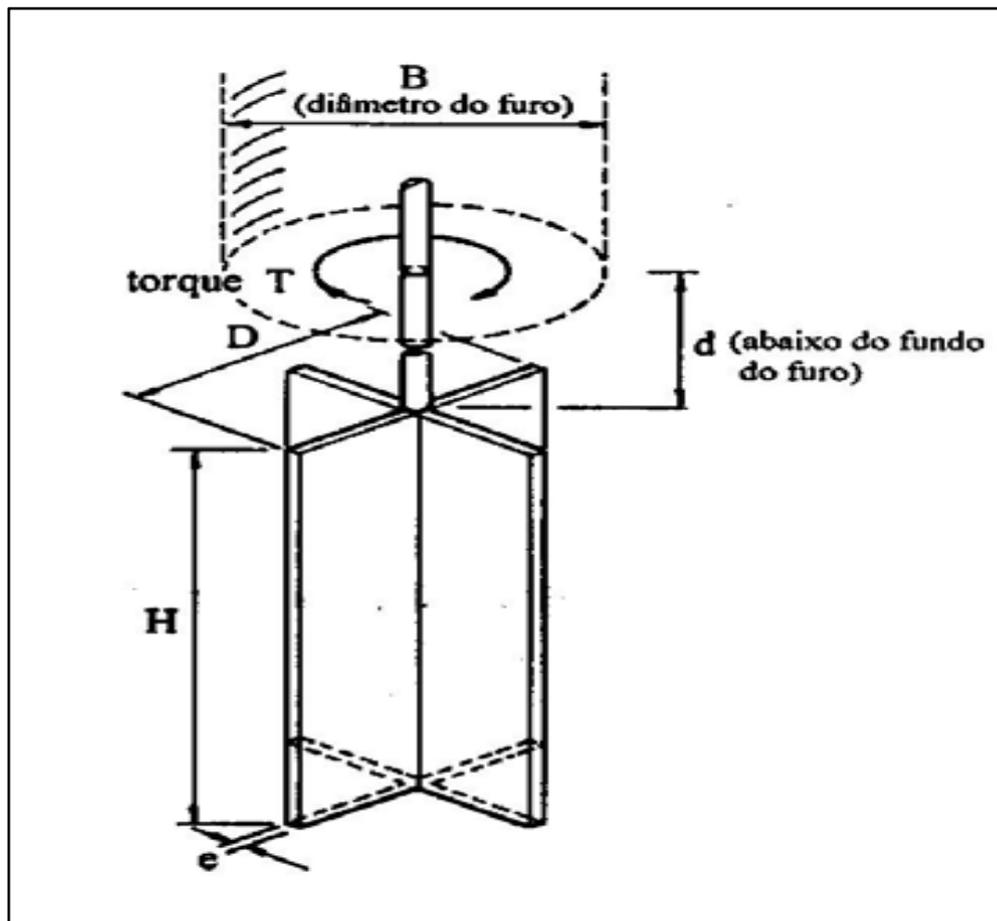
Após o primeiro $T_{máx}$, rotaciona-se a palheta 10 voltas consecutivas no seu eixo com velocidade constante e por fim aplica-se o mesmo procedimento inicial para obtenção do segundo $T_{máx}$.

Figura 17 - Princípio operacional da palheta.



Fonte: Adaptado Gylland, 2013.

Figura 18 - Modelo de dimensões adotadas nos ensaios



Fonte: Adaptado - Coutinho et. al., 2000; de Chandler, 1988; Jannuzzi, 2009.

$$H / D = 2$$

$$H \cong 130 \text{ mm}$$

$$D \cong 65 \text{ mm}$$

$$E \cong 2 \text{ mm}$$

$$d \cong 4B$$

5 min, de espera após velocidade de rotação:

$$Su = 6T / 7 \square D^3$$

A interpretação dos ensaios de palheta e a obtenção do valor da resistência não drenada S_u , são os requisitos para serem conferidos nos ensaios com o VST (CALDLING e ODENSTAD, 1950):

- a. A superfície de ruptura do solo ocorre ao longo de toda extensão da palheta de forma cilíndrica;
- b. As tensões máximas são consideradas uniformes na palheta do topo até sua base, desde que o material seja homogêneo, isotrópico e sem fissura progressiva nas camadas.

- c. Não se considera o atrito provocado pela haste durante os ensaios;
- d. Solo predominantemente argilosa (> 50% passando na peneira #200, LL > 25, IP > 4)

Portanto, a expressão da resistência cisalhante amolgada tem a seguinte Equação (6), e considera-se que H/D sendo igual a 2.

$$Su = \frac{6}{7} \frac{T_{\text{máx}}}{\pi D^3}$$

(6)

A expressão da resistência não drenada amolgada o (Sur), como o próprio nome já diz, é o T_{máx} que o solo amolgado atinge, também é obtido na Equação (7), A sensibilidade (St), é defendida por meio da relação entre os valores da resistência não drenada, (Su) e a amolgada (Sur).

$$St = \frac{Su}{Sur}$$

(7)

Wroth (1984) apresentou estudos sobre o problema de distribuição de tensões ao longo da superfície cilíndrica e verificou que as tensões ocorrem uniformemente ao longo do plano vertical, portanto as tensões de ruptura no cilindro constante tanto nas partes superiores quanto nas inferiores da palheta. A interpretação refere-se à argila de Londres.

Para Gylland (2013) o VST, por ser um equipamento de fácil identificação das resistências do solo, e, principalmente quando se trata de argila com sensibilidade, tem sido incessantemente pesquisado, revelando rapidamente os picos das resistências do solo no estado natural.

Schlue (2007), em sua pesquisa recente aponta que a haste gera uma fricção no solo que pode superestimar a resistência cisalhante amolgada, pesquisa essa realizada em solos orgânicos muito macios e com elevado teor de água, ponderação

que deve ser levada em conta quando se trata dimensionar projetos de fundações portuárias. Não se aplicando à análise ora apresentada.

3.3 Ensaio de palheta de laboratório (Mini Vane)

O mini vane, também conhecido como palheta de laboratório, é um equipamento relevante nos estudos que determinam a resistência ao cisalhamento não drenada e a resistência não drenada remodeladas das amostras indeformadas.

O procedimento desse ensaio é qualificado pela norma ASTM D4648/ D4648M-16, método de teste padrão para cisalhamento de palheta em laboratório para solos argilosos de grãos finos.

3.3.1 Trabalhabilidade do equipamento mini vane

O dispositivo de medição da resistência não drenada é composto por um conjunto mecânico que utiliza molas de torção calibradas, de rigidez que se adequa a cada tipo de material. A definição das molas está correlacionada à tensão máxima de cada material. Outro parâmetro que deve ser levado em conta nesse ensaio, é que as características do material são primordiais para o equipamento, pois as partículas devem ter dimensões inferiores pelo menos 20 vezes à palheta do mini vane (BAUER, 2007).

Dentro dos padrões da American Society for Testing Material (ASTM), o teste de cisalhamento de palheta em miniatura é usado basicamente para solos de grãos finos.

3.3.2 Resistência cisalhante com o mini vane

O ensaio com o mini vane tem basicamente características similares ao vane test de campo, ambos medem a resistência do solo não drenado por meio do torque máximo aplica em um curto intervalo de tempo. A maior exceção é que o mini vane faz essa aferição em uma amostra enclausurada, referenciado pela norma supracitada na qual apresenta a norma para esse esclarecimento sendo a D1587 – prática para amostragem de tubos de parede fina para fins geotécnicos.

3.3.3 A Palheta

O equipamento de palheta de laboratório tem quatro lâminas retangulares com diâmetros na faixa de 12,7mm a 25,4mm, e a altura pode ser igual ou ter proporção de duas vezes maior que o diâmetro das palhetas. Nesta presente pesquisa utilizou-se a palheta com altura igual ao diâmetro de 12,7mm.

Essa palheta de seção cruciforme foi inserida no corpo de prova e girado a uma taxa constante, e durante o ensaio foram feitas as leituras no mostrador. A velocidade de rotação da palheta é uniforme, sendo de $0,1^\circ/s$, o mesmo que 6 graus por minuto.

A lâmina foi inserida 10mm na amostra, iniciando na parte superior das lâminas.

3.3.4 Conjunto de molas

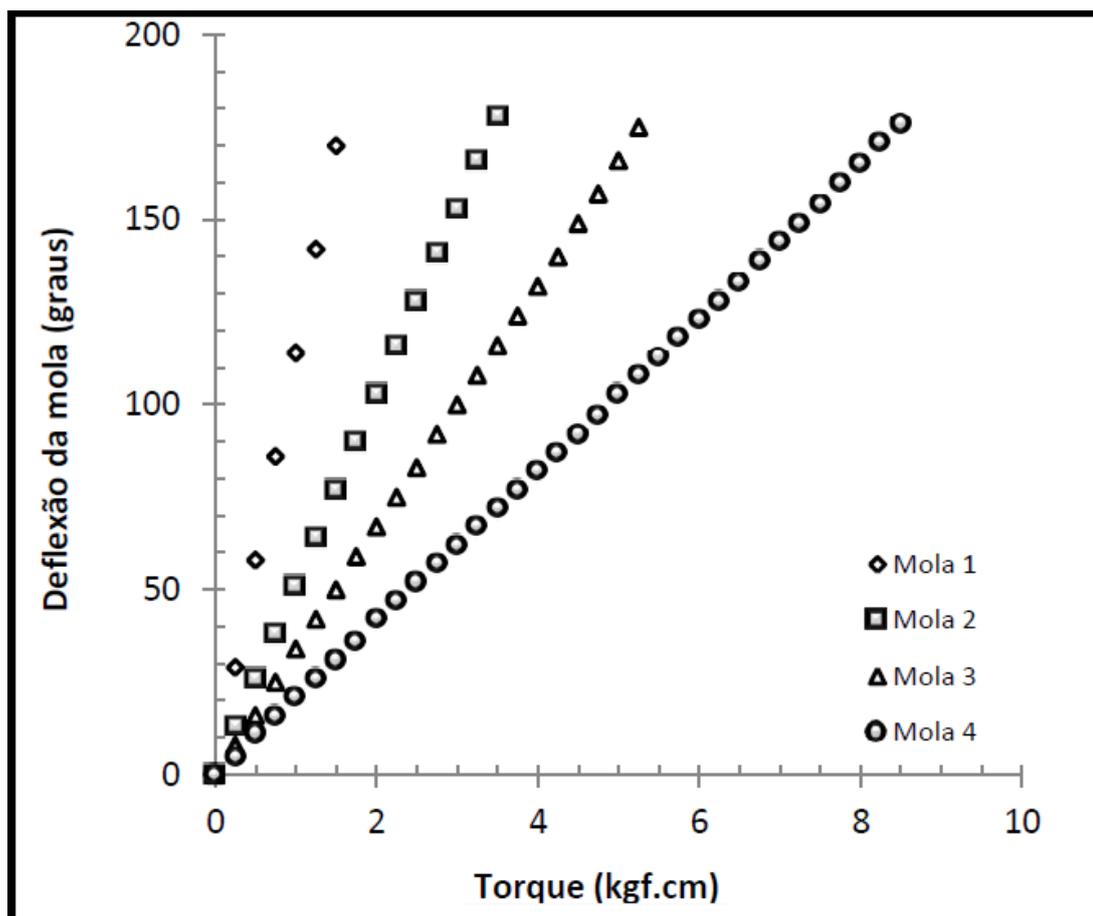
O mini vane ou palheta de laboratório, é composto por quatro molas para uso no ensaio. As molas possuem elasticidade diferente e o critério para a escolha da mola depende da rigidez do solo. As molas são calibradas e essa calibração se originam uma constante que relacionam o torque com a deformação angular.

Nesse ensaio utilizou as molas 1, 2 e 3. O critério para utilização das molas é em função do coeficiente de rigidez do solo, pois o ângulo de rotação não pode ultrapassar 90° . Caso ultrapasse os 90° , deve-se adotar uma mola com maior rigidez.

É relevante destacar que a utilização das molas também está ligada ao teor de umidade da amostra, quanto maior for o teor umidade do solo menor será a deflexão da mola (ULLAH, 2017).

A representação gráfica, na Figura 19, mostra as calibrações das quatro molas que fazem parte da palheta de laboratório. Essas calibrações são as constantes de deflexão que relacionam com ângulo de rotação, o torque.

Figura 19 - Gráfico da deflexão das 4 molas.



Fonte: Adaptado - Chura Vilcanqui (2014)

Assim como a representação gráfica na Tabela 5 são apresentadas pelos valores tabelados da constante de deflexão Δ , para as quatro molas: como a constante de deflexão das molas - Δ .

Tabela 5 - Variações das deflexões das molas.

DEFLEXÃO - Δ			
Mola 1	Mola 2	Mola 3	Mola 4
0,0088	0,0196	0,0302	0,0486

Fonte: Chura Vilcanquil, 2014.

A resistência não drenada de um solo está em função do torque máximo e das dimensões das palhetas em função da constante K , essa constante pode ser vista na Tabela 6, na qual o desenvolvimento das expressões matemáticas da análise da sensibilidade são desenvolvidas.

Tabela 6 - Constante K em função das dimensões das palhetas.

PALHETA	K			
	Mola 1	Mola 2	Mola 3	Mola 4
H x D (cm)				
1,27 x 1,27	2,06	4,59	7,02	11,30
1,90 x 1,27	1,50	3,35	5,12	8,70
2,54 x 1,27	1,18	2,62	4,01	6,46
2,54 x 2,54	0,257	0,574	0,877	1,41

Fonte: Chura Vilcanquil, 2014.

Equações matemáticas:

$$Su = T \left(\frac{1}{K} \right) \quad (8)$$

$$T = \frac{\Delta}{B} \quad (9)$$

$$Su = \Delta \left(\frac{1}{B} \right) \frac{1}{K} \quad (10)$$

$$C = \frac{1}{B} \cdot \frac{1}{K} \quad (11)$$

$$K = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot H}{2 \times 10^9} \left[1 + \frac{D}{3H} \right] \quad (12)$$

$$Su = \Delta C \quad (13)$$

A descrição das expressões matemática são:

Su: Resistência cisalhante não drenada:

K: constante em função da proporcionalidade das palhetas (cm³), dada pela relação:

D (diâmetro) e H (altura), descrito na Tabela 06.

O torque T, é obtido da máxima deflexão da mola no ensaio em graus, como segue:

B: também obtido por ensaio, é o ângulo de curvatura dado em °/kgf.cm, após finalizado o ensaio.

Δ: deflexão de cada mola, de acordo com a Tabela 05.

A resistência ao cisalhamento amolgada σ (Sur), é obtida após a rotação completa da palheta 10 vezes. Em seguida repetiu-se os mesmos procedimentos realizados para a resistência cisalhante não drenada (S_u), inclusive as mesmas equações matemáticas.

Nesse ensaio a relação com os limites de liquidez e de plasticidades são perceptíveis quando se tem uma elevação no teor de água, pois há uma redução na resistência cisalhante, tendo-se uma elevada resistência não drenada e baixa resistência após o amolgamento da amostra, características essas que foram mencionadas em outras pesquisas Whayter (1982), Skempton e Noerthey (1953), Arrowsmith (1979), Dennehy (1978) e Ullah (2017).

3.4 Comparação entre a resistência cisalhante não drenada medidas com a palheta de campo e palheta de laboratório

A palheta de campos é amplamente utilizada na avaliação da resistência cisalhante não drenada, como já citado, todavia Lefebvre (1988) comparou ensaios *in situ* com os de laboratório em dois depósitos de argila em Quebec. A pesquisa visava medir o efeito da anisotropia na resistência cisalhante não drenada, em específico os testes de compressões, nos quais para esse sítio apresentou semelhança nos ensaios, com pequena variação de até 1,5 vez, ao ensaio triaxial.

Para fins de comparação com a resistência da palheta e compressão cisalhante direta, a resistência média foi equivalente a um terço somado à resistência de compressão. Em geral, a resistência no ensaio triaxial apresentou pico de tensão máxima maior que o ensaio de palheta *in situ*.

O pesquisador conclui que para as duas argilas a resistência não drenada medida pela palheta de campo e no teste de laboratório são exatamente as mesmas. Ressalvando que as tensões *in situ*, tem maior confiabilidade comparando com as amostras não perturbadas.

3.5 Ensaio de compressão simples

O ensaio de compressão simples não confinado, também conhecido como ensaio de compressão axial, é realizado em um equipamento de fácil manuseio e

operação, também comumente adotados em pesquisa, pela praticidade na instalação distinguindo-se do ensaio triaxial.

Por meio do ensaio de compressão simples pode-se determinar a sensibilidade das amostras, tanto na condição indeformada como na condição amolgada, pois as amostras apresentaram umidades e índice de vazios iguais ao ensaiado como o mini vane, porém drenado. Teoricamente a resistência do solo medidas por compressão simples devem ser equivalentes quando comparados com o ensaio de compressão axial (PINTO, 2006).

O ensaio consiste em ensaiar corpo de prova utilizando uma prensa aberta, e aplicando uma carga axial constante, dentro dessa condição o ensaio é limitado a solos puramente coesivos, com isso também limita as interpretações geotécnica.

Esses ensaios são utilizados para identificação da consistência dos materiais argilosos. Por isso foram constantemente utilizados nessa pesquisa, o que permitiu identificar a sensibilidade das amostras indeformadas.

Além dessas limitações apresentadas, o ensaio também fica limitado a quão sensível é a argila, pois se a sensibilidade for igual ou acima de 8, levemente *click clay*, após ser amolgada, não se consegue modelar (MITCHELL, 1976).

Fazendo jus aos ensaios indeformados em laboratório, para que os mesmos sejam executados e tenham seus resultados divulgados, a coleta do material é condição determinante nesses ensaios, assim descrita na ABNT NBR 9820, com auxílio de uma perfuratriz escava-se até próximo a profundidade de coleta, reveste o fuste com uma camisa de proteção e em seguida faz a cravação do conjunto amostrador shelby ao solo.

3.6 Caracterizações física das amostras

O presente estudo descreve, neste subcapítulo, características do local onde foram coletadas as amostras, através do amostrador *Shelby*, para realização das características do solo mole sedimentar no estado do Amapá, nas coordenadas: X: 479536.97, Y: 9993776.80. Os ensaios foram realizados seguindo as normas técnicas da Associação Brasileira de Normas e Técnicas - ABNT, conforme exposto a seguir:

- ABNT – NBR 9820/97 – Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem – Procedimento;

- ABNT – NBR 6457/16 – Amostra de solos – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – método de ensaio;
- ABNT NBR 6458/16 – Solos – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água;
- ABNT NBR 7181/16 – Solo – Análise Granulometria – Método de ensaio;
- ABNT NBR 6459/16 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez – método de ensaio;
- ABNT NBR 7180/16 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – método e ensaio.

Segundo Massad (2016), o uso dos limites de Atterberg na mecânica dos solos foi feito por Terzaghi no início de suas pesquisas, os quais são teores de umidade que permitem caracterizar e diferenciar diversos estados de uma massa amolgada de solo. Atterberg chegou a considerar a quantidade de areia adicionada a um solo sem que ele perca a plasticidade. A realização do ensaio com o aparelho de Casagrande, permite caracterizar e diferenciar diversos estados de uma massa amolgada de solo.

Casagrande, ao fazer o experimento, atentou para o fato das propriedades obtidas serem as do solo remodelado. Ele foi o primeiro, inclusive, a visualizar a determinação do limite de liquidez como uma medida da resistência ao cisalhamento do solo (MASSAD, 2016).

O ensaio do limite de liquidez (LL), consiste em amolgar a massa de solos de porções de 20 (vinte) a 30 (trinta) gramas, utilizando um conjunto de espátula, cápsula de porcelana de 16 ml, cápsulas de alumínio e frasco dosador, na qual são adicionadas pequenas quantidades de água destilada na massa de solo, até que a mesma apresente uma consistência homogênea.

A massa da amostra entre 20 g/cm^2 a 30 g/cm^2 tem uma correlação com o número de golpes no aparelho Casagrande, em média, 1 g/cm^2 por golpe.

Com a ajuda da espátula, molda-se o solo na concha do aparelho Casagrande, e com um cinzel curvo do próprio aparelho, faz-se uma ranhura dividindo a amostra em duas partes, e em seguida girando a manivela do aparelho com velocidade constante e contando o número de golpes, até que as ranhuras se unam.

Os ensaios devem ter 5 (cinco) repetições para cada amostra de solo formando e a média de golpes é de 25 (vinte e cinco) de variando acima de no máximo 35 golpes recomendados pela ABNT NBR 6459, e abaixo dos 25 (vinte e cinco), e o mínimo de 15 (quinze) golpes. Assim, após o ensaio, traça-se uma reta que unam os pontos, sendo que a reta esteja passando sobre a média de 25 (vinte e cinco) encontrada no aparelho.

Após o final do ensaio, foram coletadas as amostras de solo em 3 (três) cápsulas especificamente onde ocorreu a união dos solos que foram separados pelo cinzel (Imagem 1). Em seguida aferiu-se o peso da cápsula e levou-se à estufa em temperatura entre 105 °C à 110 °C, na qual permaneceu por 12 horas, e novamente foram aferidas para obter a umidade natural da amostra.

Imagem 1 – Ensaio de limite de liquidez do solo.



Fonte: Autor, 2020.

No ensaio do limite de plasticidade (LP), consiste em realizar o mesmo processo de homogeneização de forma que a porção de água adicionada seja uniforme em toda pasta do material.

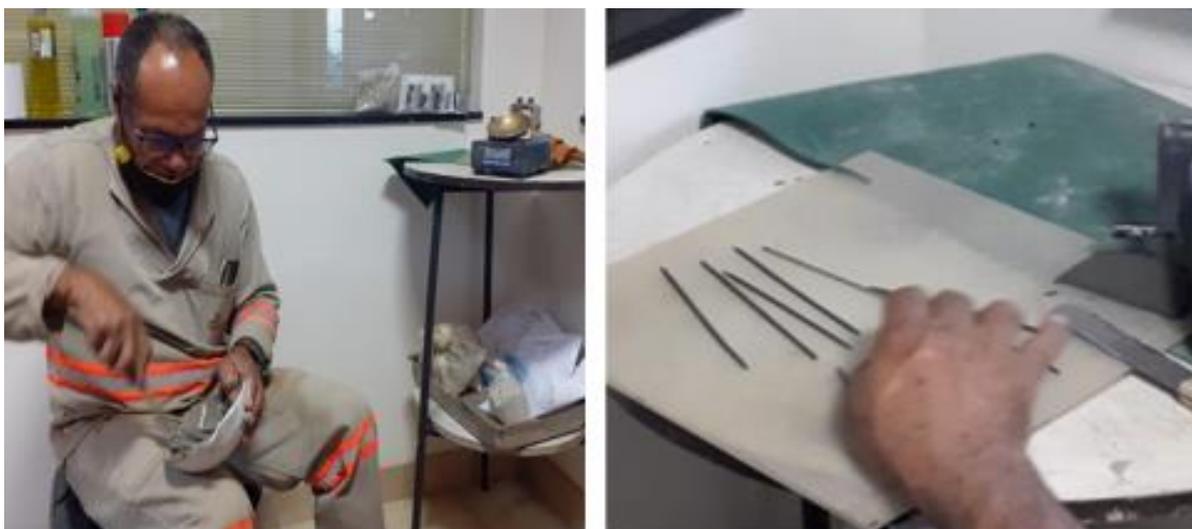
Segundo Massad (2016), o índice de plasticidade (IP) é a umidade em que a água livre começa a existir em excesso, ou seja, numa quantidade maior do que aquela necessária para satisfazer a adsorção. Pode ser também interpretado como o teor de umidade limite, abaixo do qual o solo perde a plasticidade, isto é, deforma-se, com mudança de volume e com trincamento.

Para realização do ensaio utiliza-se cerca de 10 gramas do material e com pouco homogeneização da amostra após ela ficar em câmara úmida por 12 horas para

obter a homogeneização total da massa ou em umidade natural adequada para realizar o amassamento de forma manual, molde pequenas massas de formato esférico.

A execução consiste em moldar em uma placa de vidro pequenos bastões em formato cilíndrico similar a um tubo interno de tinta de caneta esferográfica ou similar ao molde metálico do instrumento, sendo esse de 3 mm (Imagem 2).

Imagem 2 – Homogeneização do solo (esquerda) e ensaio de limite de plasticidade (direita).



Fonte: Autor, 2020.

O ensaio finaliza quando pequenas ranhuras começam a surgir no corpo de prova, significando que chegou no limite de plasticidade máximo em que o solo suporta sem romper.

Deve ser repetido o ensaio até que se tenha no mínimo 3 amostras e em seguida, retira-se parte de cada molde e armazena em cápsulas metálicas com peso conhecido, em seguida para a estufa com temperatura entre 105 °C a 110 °C, onde o mesmo permanecerá por um período de 12 horas. Em seguida são novamente pesados e anotados para obtenção do peso do solo seco.

4 - MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo será apresentado o local da pesquisa e a metodologia empregada nos ensaios realizados na primeira e segunda fase de pesquisa, no depósito em questão. Além disso, serão descritos: o amostrador, o vane test, o mini vane, ensaio de compressão axial e ensaios de caracterização do solo.

Ressalvando, a presente investigação diz respeito a um movimento de massa. Primeiramente foram realizados os ensaios de campo, sendo considerados como a primeira etapa da investigação. E após os ensaios de campos, veio a segunda etapa da pesquisa realizada no laboratório, qual seja mini vane e compressão simples e ensaios de caracterização de solo.

É importante esclarecer que tanto na primeira quanto na segunda etapa da investigação, uma empresa habilitada na área geotécnica foram as responsáveis pelos ensaios *in situ*, no laboratório, e também a coleta e manuseio cabendo ao contratante, acompanhar e coordenar as etapas dos ensaios.

Fizeram parte da pesquisa profissionais com conhecimentos elevados nas suas respectivas áreas como: geotécnicos, geólogos, engenheiros (civis, mecânicos e química). Também houve diversos outros colaboradores inseridos nessa investigação. Tendo-os subdividido em pequenas equipes, nos quais analisaram as informações técnicas pertinentes a cada área.

4.1 Descrição do local investigado

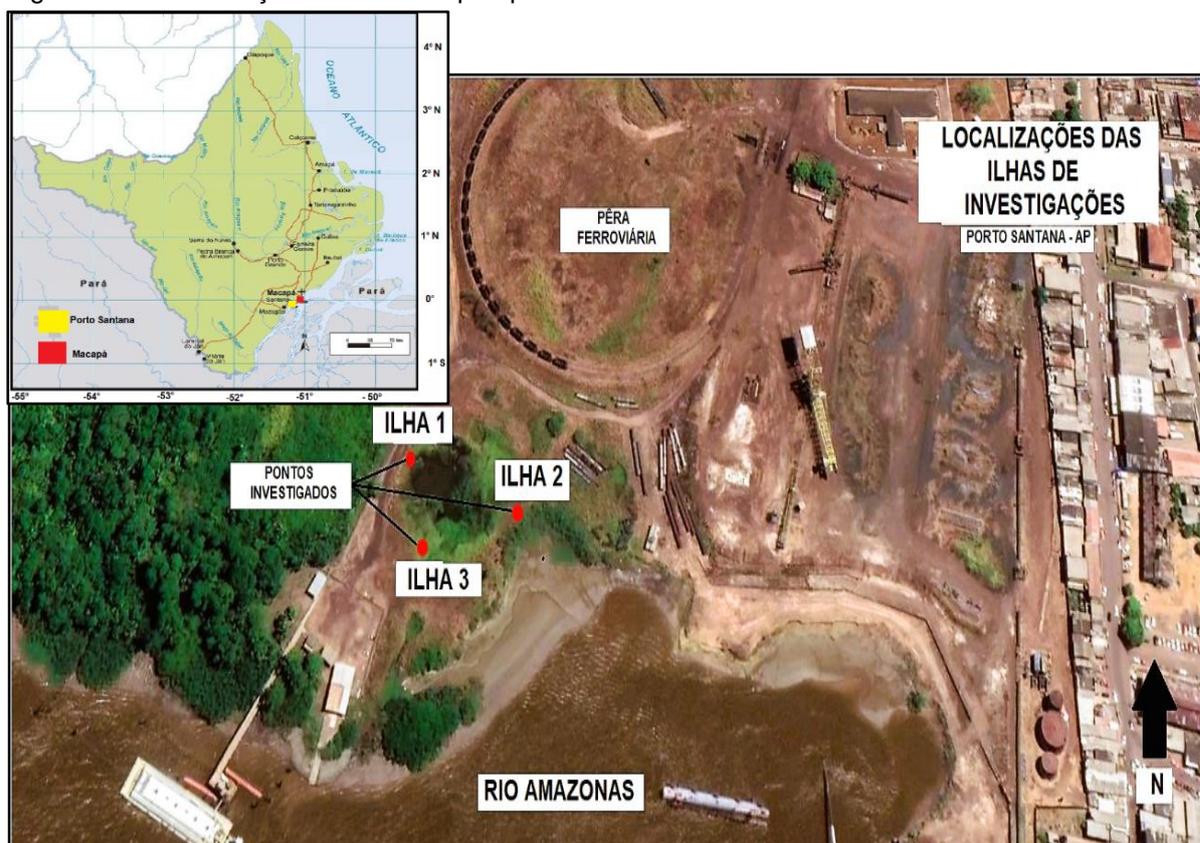
Ao final do ano de 2021 chegou ao conhecimento deste autor que havia um grupo de pesquisa de investigação geotécnica e geológica às margens do Rio Amazonas, próximo à capital do Amapá, chamando a atenção para a complexidade abordada no evento geotécnico.

As primeiras informações de conhecimento geral, foi que houve uma ruptura do solo sem prévio aviso e de grande magnitude, resultando na seguinte questão: O solo deu avisos ou não que iria romper?

E para responder a esse problema foram adotados uma série de ensaios, que foram realizadas, tanto no campo quanto no laboratório, o que é comum em investigações, e após as informações dos ensaios houve a interpretação dos ensaios e o balizamento dos resultados.

A pesquisa concentrou-se em 3 (três) pontos denominados de ilhas de investigações, conforme Figura 20, localizadas próximas à cicatriz do rompimento do talude.

Figura 20 – Localização das ilhas de pesquisas no Porto Santana.



Fonte: Adaptado - Google Earth e IBGE, 2022.

A localização geográfica da pesquisa está situada na foz do Rio Amazonas, no estado do Amapá, Região Norte do Brasil, distante da capital Macapá cerca de 20km, no município de Santana-AP.

Pesquisas anteriores descrevem as características dos sedimentos como sendo um depósito de solo mole, comuns em desembocadura de rios que tem suas barreiras naturais típicas de delta, enseadas, baía, etc.. Formações essas que formam barreiras naturais e tendem a reduzir a velocidade de quaisquer rios.

Para essa localidade em específico os sedimentos vão sendo depositados ao longo de toda a margem do rio, e como a maré não consegue remover esses depósitos têm-se um solo com baixa capacidade de suporte, um solo mole. (BARRETO, 2015).

4.2 Ilhas de investigações

Ainda abordando as ilhas 1, 2 e 3, a montante da cicatriz, ao norte, foram os locais da coleta de amostras indeformadas para ensaios no laboratório. Também nessas ilhas foram feitos os ensaios *in situ*, como: CPTU, Vane Test e SPT, atendendo um distanciamento mínimo de 5 metros, preservando o solo natural.

Outro fator que cabe ser abordado é a proporcionalidade entre o primeiro e o segundo deslizamento seguindo uma tendência demonstrada na Figura 21, o que resultou nos pontos de pesquisa.

Figura 21 – Demonstração da proporcionalidade dos deslizamentos.



Fonte: Adaptado do Google Earth, 2021.

4.3 Extrações das amostras indeformadas com o shelby

Matérias:

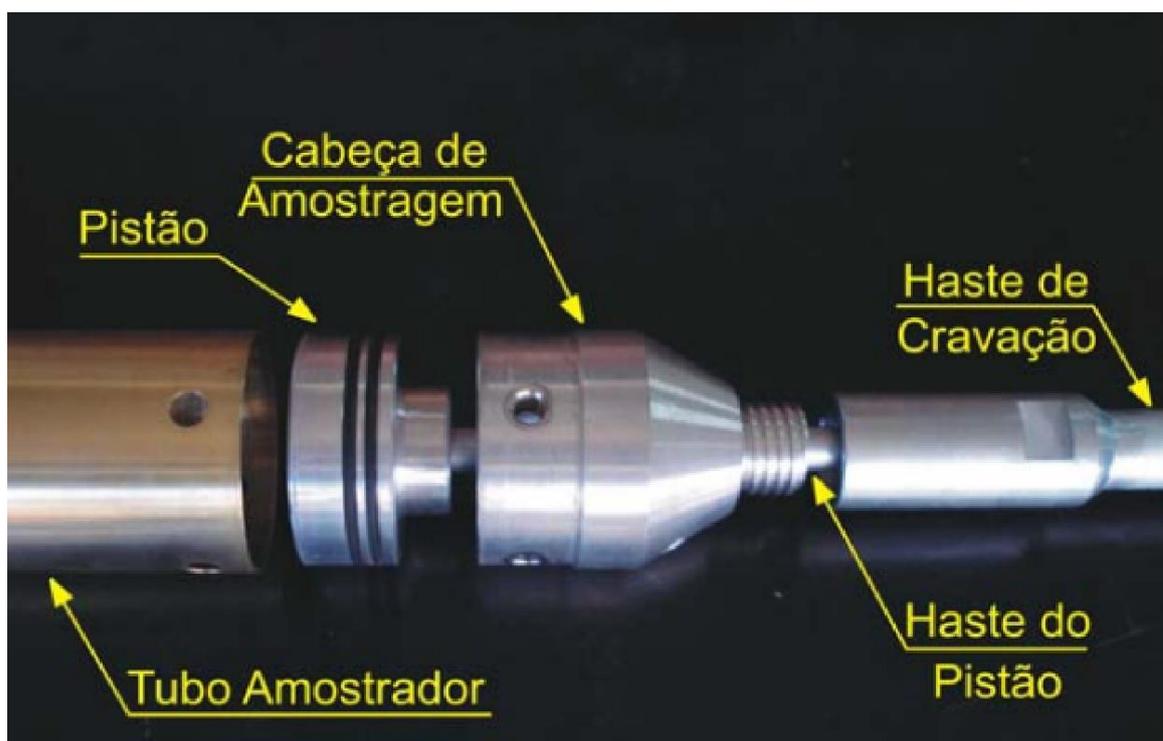
- Perfuratriz;
- Hastes rosqueáveis;
- Tubo de Revestimento das Paredes;
- Coletor *Shelby*.

O amostrador shelby é um equipamento de extrema relevância na obtenção de amostras com a mínima perturbação do solo, principalmente solos moles. Para essa

coleta utiliza-se a NBR 9820:1997 – Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem.

A cravação se dá por um tubo metálico, nesse caso o tubo amostrador no qual se rosqueie ao pistão. Em seguida a cabeça do amostrador e logo depois a haste de cravação, sendo esta o elo entre o tubo e a superfície do solo. Como exemplo desse mecanismo a Figura 22 detalha bem conjunto.

Figura 22 - Conjunto amostrador shelby.



Fonte: Adaptado de Bertuol, 2009.

A cravação direta ao solo é por uma perfuratriz, na profundidade em que se deseja coletar a amostra, em seguida coloca-se a haste rosqueada ao tubo coletor *Shelby* e insere cuidadosamente no tubo que faz o revestimento do fuste.

Na cabeça do amostrador tem-se uma válvula esférica, o que permite a saída do ar e da água à medida em que a cravação ocorre, fazendo com que o coletor pressurize a amostra estaticamente ao tubo amostrador.

É importante atentar quanto à inserção do coletor, pois o processo deve ser lento e atencioso, para evitar que a amostra seja esmagada dentro do coletor. Para isso marca-se a haste com o auxílio de uma trena, na altura correspondente ao comprimento do tubo amostrador.

Nesta investigação, o tubo cilíndrico tinha altura correspondente a 70cm e diâmetro interno de 3,5”.

A norma supracitada recomenda que se deixe em repouso após o processo de cravação por, no mínimo, 10 minutos. Todavia nesta pesquisa adotou-se 60 minutos como tempo de repouso, para iniciar o processo da retirada do conjunto.

Também é recomendado que se realize uma pequena rotação no conjunto, podendo ser horário ou anti-horário, para destacar a ligação do solo à amostra, quebrando, assim, a união. Caso esse procedimento não seja adotado corre-se o risco de parte ou toda amostra ficar presa ao solo natural.

Ao chegar à superfície do tubo coletor, realiza-se o processo de separação do coletor com a haste conforme a Imagem 3. Em seguida, inicia-se a selagem do tubo coletor e posterior alojamento na caixa de transporte.

Imagem 3 - Conjunto amostrador shelby: perfuratriz, coletor e haste.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

No processo de acondicionamento para transporte (Imagem 4) utilizou-se caixa de madeira forrada com serragem, uma forma de acomodação para transportar o coletor ao laboratório.

Imagem 4 – *Shelby* armazenados e devidamente identificados.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Detalhes como identificação com etiqueta e armazenamento das amostras verticalmente, da forma como se encontravam em seu estado natural, ou seja, a boca do amostrador sempre voltada para baixo, e também o controle da temperatura são de extrema importância no processo.

Uma das vantagens na coleta de amostra por *Shelby* é o aproveitamento em vários ensaios, como foram adotados nesta investigação. Sendo os: mini vane, cone suco e caracterização ou demais ensaios no laboratório.

4.4 Descrição do Vane test

Materiais:

- Conjunto perfuratriz;
- Tubo de proteção de fuste;
- Palheta Cruciforme.

O ensaio com Vane Test (*Vane Shear Test*) preconizado pela norma ABNT NBR 10905 – ensaios de palheta *in situ* - método de ensaio que apresenta valores de resistência ao cisalhamento de pico não drenado e valor residual drenado obtido após 10 giros na palheta. A profundidade ensaiada corresponde à mesma profundidade da coleta para ensaios no laboratório.

O equipamento utilizado possui geometria padrão, 65mm de diâmetro e altura 130mm. A velocidade utilizada no ensaio foi de 0,10°/s.

O ensaio de palheta, conhecida internacionalmente como *Vane Shear Test* (Imagem 5), é comumente utilizado para determinação da resistência cisalhante não-drenada e amolgada (S_u), buscando informações sobre a resistência cisalhante dos solos moles, e a sensibilidade. A opção por esse ensaio leva em conta o tempo de execução, a praticidade e um baixo custo operacional.

O ensaio utilizou palheta com seção cruciforme (Imagem 5), cravando em solo argiloso de consistência mole, na qual o equipamento é submetido a uma rotação em seu eixo, gerando como torques para a interpretação dos resultados (SCHNAID, 2000).

Para realização do furo utiliza-se um conjunto perfuratriz, broca e tubo metálico de proteção, como o próprio nome já diz, protege de interferências externas.

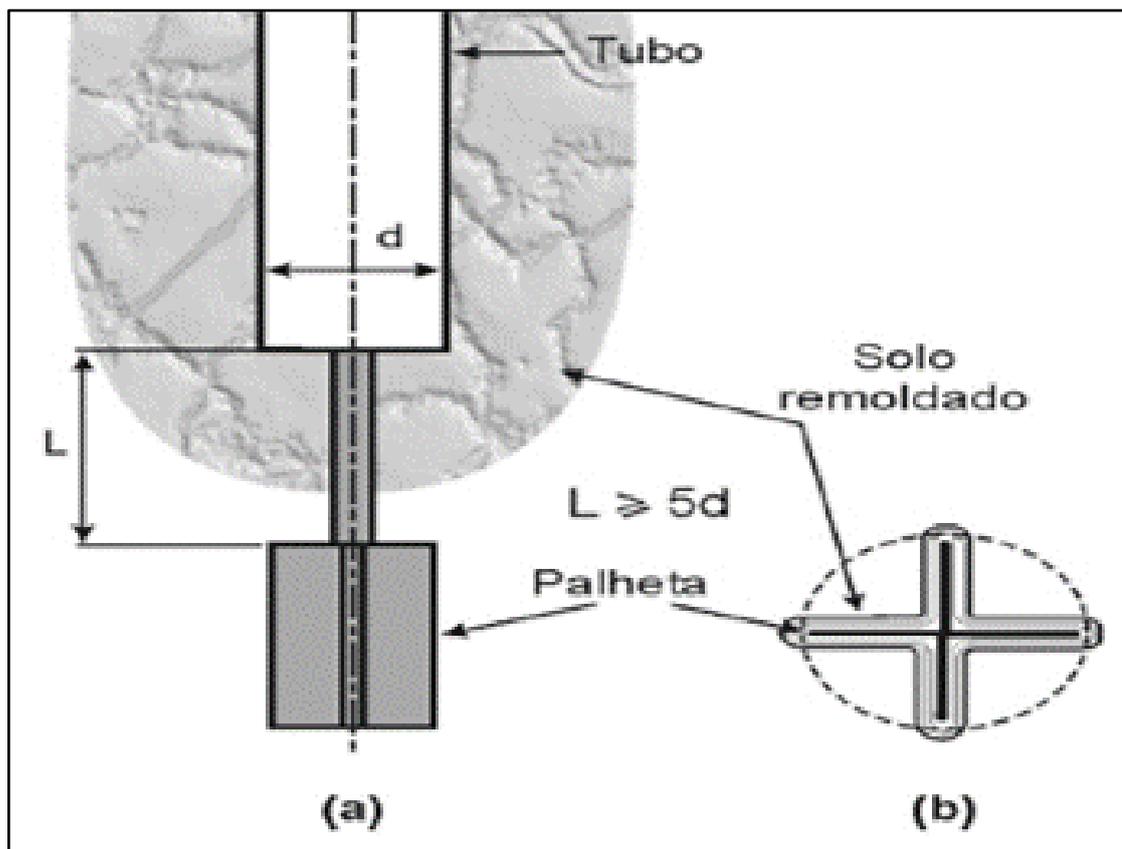
Após a devida proteção insere-se a palheta, sendo alojada em uma cápsula que ao chegar na profundidade em que se deseja ensaiar, a mesma sai da cápsula de forma telescópica, tendo sua haste empurrada mecanicamente. A haste do vane test tem comprimento menor ou igual a 5 vezes o diâmetro da palheta, assim, nesta pesquisa o comprimento máximo da haste não ultrapassou 325mm.

Imagem 5 – Ensaio com o Vane Test.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Figura 23 – Desenho explicativo da palheta de vane.



Fonte: Massad, 2010.

Nesta pesquisa, utilizando Vane Test, identificou-se a existência de camadas de solo mole depositadas sobre uma formação geológica de barreira de solo laterítico, adentrando o continente em uma variação de 4 a, aproximadamente, 50 metros de profundidade.

Para esse ensaio pode-se afirmar que se trata de um solo mole, por meio dos ensaios realizados com o SPT (Standart Penetration Test), tendo resistência nesse ensaio de ($N_{SPT} < 5$), na qual é considerado muito mole de acordo com a ABNT, NBR 6484/2001, pré-requisito para utilizar o vane test.

4.5 Ensaios no laboratório com o vane de laboratório (mini vane)

O ensaio com o mini vane (Imagem 6) foi realizado no laboratório localizado no distrito próximo ao local da coleta. O mini vane é um equipamento importante nas investigações de solos moles, porém ainda não normatizado no Brasil. Esse equipamento tem os mesmos parâmetros do ensaio do Vane test realizados em campo. O ensaio fornece a resistência ao cisalhamento não drenada e a resistência

cisalhante não drenada amolgada. Por não ser normatizado pela ABNT, adotou-se a norma internacional ASTM D2573/D2573M-18.

Conjunto mini vane é um sistema motorizado elétrico descrito como: *laboratory vane apparatus* SL800, composto com torquímetro SL807 *Motorising Attachment* ASTM acoplado ao conjunto. O mesmo tem uma placa de base rígida de 200mm e uma palheta cruciforme com diâmetro e alturas de 12,7 x 12,7 mm.

O conjunto possui 4 molas, numeradas de 1 até 4, sendo a 1 com a menor resistência elástica e a 4, com a maior.

Imagem 6 – Ensaio com o Mini Vane.



Fonte: Autor, 2020.

Também no conjunto (Imagem 7) a medição da tensão máxima cisalhante é verificada por duas escalas angulares paralelas, sendo a escala interna com angulação de (0° até 360°), a mesma gira conforme a palheta rotaciona no corpo de prova.

A outra escala angular tem medidas de 0° até 90° . Essa é inerte, servindo para verificar a diferença angular da palheta.

A trabalhabilidade das molas é fornecer tensões do motor elétrico à haste da palheta.

Imagem 7 – Equipamento Mini Vane.



Fonte: Autor, 2020.

O procedimento do ensaio foi realizado retirando parte da amostra retirada do tubo shelby e colocado cuidadosamente em um molde, revestindo a amostra e ajustada por abraçadeira, evitando que a amostra perca sua forma natural.

A amostra fica sobre a base metálica do equipamento enquanto se realiza o ensaio. Primeiramente ensaia a tensão cisalhante não drenada, em seguida realiza-se o amolgamento do solo, que consiste em girar a manivela do conjunto, fazendo com que a palheta rotacione 10 voltas para amolgar a amostra.

Após 10 rotações na palheta, realiza o mesmo procedimento, ao final se tem a tensão máxima do solo amolgado.

Por último coleta-se três amostras, armazena em cápsula e leva para a estufa por um período mínimo de 12 horas com temperatura entre 105°C a 100°C.

A escolha da mola é feita por uma prévia análise do corpo de prova, critérios táteis, visual e consistência são requisitos para escolha da mola. A elasticidade inadequada pode não cisalhar o corpo de prova como também não medir a tensão máxima do corpo de prova. Nessa investigação as molas foram a 1 e a 2.

Segundo Chura Vilcanqui, (2014), o conjunto de molas possui sua calibração nas quais obtém a constante de torque e deformação na qual relaciona-se o angulo da rotação com o torque.

4.6 Descrição do ensaio de compressão axial não confinada (compressão simples)

A realização do ensaio de compressão axial não confinada (compressão simples) é preconizada pela norma ABNT NBR 12770/1992, na qual determina critérios técnicos para resistência simples não confinada.

Os equipamentos que foram utilizados para realização dos ensaios foram:

- Moldador de corpo de prova;
- Prensa mecânica universal de ensaios, modelo k500S, com capacidade de reação de até 500 kgf, tendo velocidade controlada entre 5 e 500 mm/min;
- Células de cargas do tipo “S”, com capacidade de percepção 10 e 20 kgf;
- Extensor eletrônico para aferição dos deslocamentos;
- Dinamômetro eletrônico, modelo DDK, utilizado para leitura de tensões;
- Microcomputador com *software* para leitura das células de cargas;
- Balança eletrônica.

Após retirada da amostra do amostrador, encaminhou-se para o processo de “fatiada” (Imagem 8), de modo que a amostra obteve seu formato cilíndrico na qual a altura correspondeu em média duas vezes o seu diâmetro. Para essa pesquisa realizada o corpo de prova teve medidas de diâmetro e altura correspondentes a 5 cm por 10 cm de altura.

Imagem 8 – Fatiamento do corpo de prova para ensaio de compressão simples.



Fonte: Autor, 2020.

Logo após o rompimento do corpo de prova, acrescentou-se uma pequena quantidade, próximo a 100 gramas do mesmo solo e, em seguida, amolgou-se esse

solo para ser remodelado a um molde cilíndrico (Imagem 9) com dimensões internas similares à amostra indeformada.

Imagem 9 – Ensaio de corpo de prova indeformado (esquerda) e amolgado (direita).



Fonte: Autor, 2020.

Após a aferição do peso do corpo de prova, o mesmo foi levado à prensa para o ensaio de compressão simples amolgado.

Nesse processo de amolgamento, colocou-se a amostra em um saco plástico, e amassou o solo, com o objetivo de manter a umidade natural e uma melhor homogeneização da matéria.

Esses ensaios de compressão axial utilizaram uma constante de carregamento na velocidade de 5 mm/min, sendo registrada graficamente a deformação do corpo de prova. O ensaio finalizou quando o corpo de prova atingiu uma deformação correspondente a 15% da sua altura ou então quando houve um rompimento total da amostra.

4.7 Ensaios de caracterização das amostras

Foram realizados ensaios de caracterização física para cada amostra coletada em cada ilha de investigação, com os seguintes ensaios: granulometria do solo; limites de Atterberg que são: Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e o Índice

de Plasticidade (IP); entre outros ensaios que complementaram a pesquisa como: umidade inicial (w_i), peso específico natural (γ_{nat}) e índice de vazios (e_0).

As coletas das amostras nas três ilhas de investigações, ocorreram concomitante aos ensaios *in situ* e no laboratório, podendo ser visto parte dos ensaios na Imagem 10.

Imagem 10 – Separação das amostras para caracterização dos ensaios.



Fonte: Autor, 2020.

Os limites de Atterberg, normatizadas pelas a ABNT NBR 7180 – solo - determinação do limite de plasticidade e ABNT NBR 6459 - solo - determinação do limite de liquidez, foram realizados em condições ambientais mínimas evitando a perda umidade por meio da evaporação e também a saturação do material.

É importante destacar que para a realização dos ensaios, as interferências climáticas estejam controladas, preferencialmente em um recinto climatizado. Pois a natureza dos solos é composta de grãos sólidos e vazios, nos quais estão incorporados ar e líquidos ou a junção de ambos. E essas características são fatores determinantes para entender a mecânica do solo, como: a tensão e a deformação de acordo com a propriedade do material (TERZAGHI, 1925).

5 - ANÁLISE E DISCUSSÕES DOS RESULTADOS

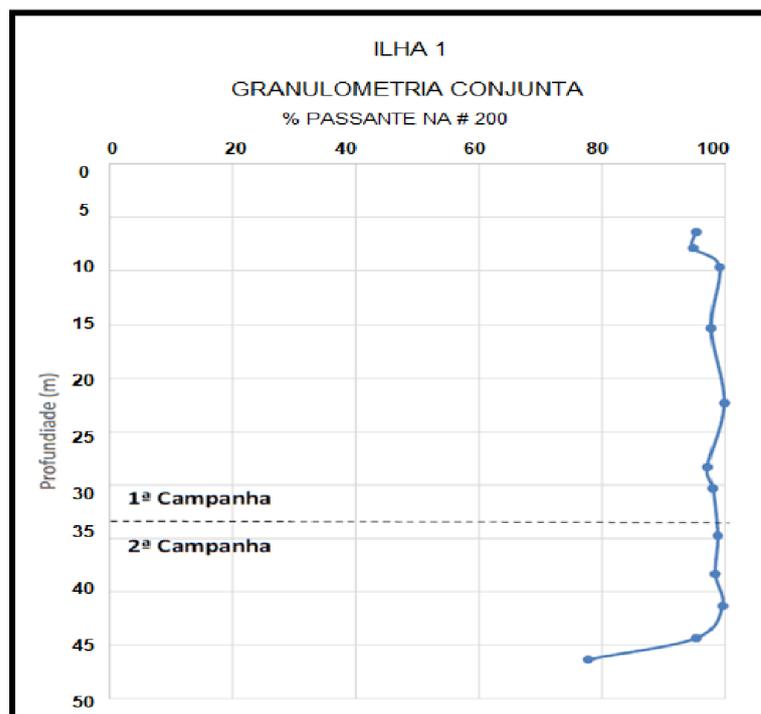
A presente pesquisa contemplou a realização de ensaio com palhetas de campo e laboratório, juntamente com o ensaio de compressibilidade, na qual pegou como base de comparação o ensaio de compressão axial e associou com os ensaios de VANE's, parametrizando o perfil geotécnicos obtidos em cada uma das ilhas pesquisadas, enfatizando pôr fim a sensibilidade encontrada do depósito sedimentar.

A análise comparativa com os 3 ensaios abordados, se deu para verificar se estritamente, com os ensaios de campos, era possível identificar a sensibilidade do solo, mesmo que se adotasse diferentes ensaios de campo. Contudo deixando mais rápida a identificação de argilas sensíveis.

A investigação se deu através das ilhas geotécnicas 1, 2 e 3. O material escopo desta pesquisa compreende um solo sedimentar localizado na foz do rio Amazonas, ensaiados em diferentes profundidades. Esse depósito natural é composto de argilominerais finos, rico em matéria orgânica e elevado grau de saturação.

Inicialmente, as propriedades geotécnicas dos materiais foram obtidas com ensaios granulométricos e por meio dos limites de Atterberg. As Figura 24, 25 e 26 apresentam as granulometrias das amostras, sendo que na primeira campanha foram coletadas as amostras com até 30 (trinta) metros de profundidade, nas quais apresentaram características similares, composta de grande parte de materiais finos (silte e argila), e diferente da granulometria da segunda campanha (acima de 30 metros de profundidade), mas explicáveis, devido a proximidade da formação Barreira, formação rochosa laterítica.

Figura 24 - Curva granulométrica do perfil da ilha 1.



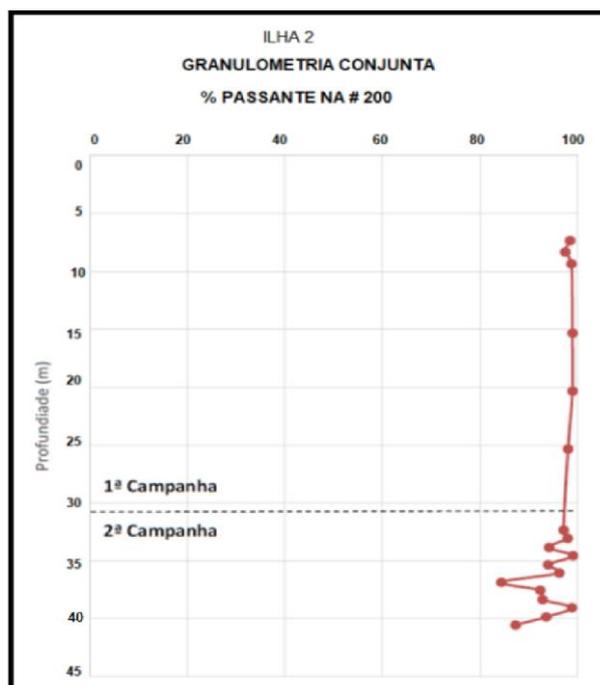
Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 7 - Percentuais dos materiais sólidos do perfil da ilhas 1.

(ILHA 1) PERCENTUAIS DA CURVA GRANULOMÉTRICA ABNT 6502							
	amostras (m)	argila (%)	Silte (%)	areia fina (%)	areia média (%)	areia grossa (%)	pedregulho (%)
1ª fase	6,0 - 6,70	24,30	66,70	7,50	0,80	0,70	0,00
	7,50 - 8,20	33,00	54,00	9,50	1,90	0,00	1,00
	9,20 - 9,98	37,60	54,70	7,10	0,40	0,00	0,10
	15 - 15,70	54,60	43,10	0,80	1,20	0,30	0,00
	22 - 22,70	40,30	55,10	4,60	0,00	0,00	0,00
	28 - 28,70	41,10	51,70	5,80	1,20	0,30	0,00
2ª fase	30 - 30,70	34,40	59,60	4,90	1,10	0,00	0,00
	34,40 - 35,10	42,80	53,80	2,80	0,10	0,00	0,40
	38 - 38,70	50,80	46,90	1,90	0,30	0,00	0,10
	41 - 41,70	56,50	42,00	1,50	0,00	0,00	0,00
	44 - 44,70	55,00	38,80	3,70	1,60	0,30	0,50
	46 - 46,70	54,60	19,80	11,50	11,50	1,50	1,20

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Figura 25 - Curva granulométrica do perfil da ilha 2.



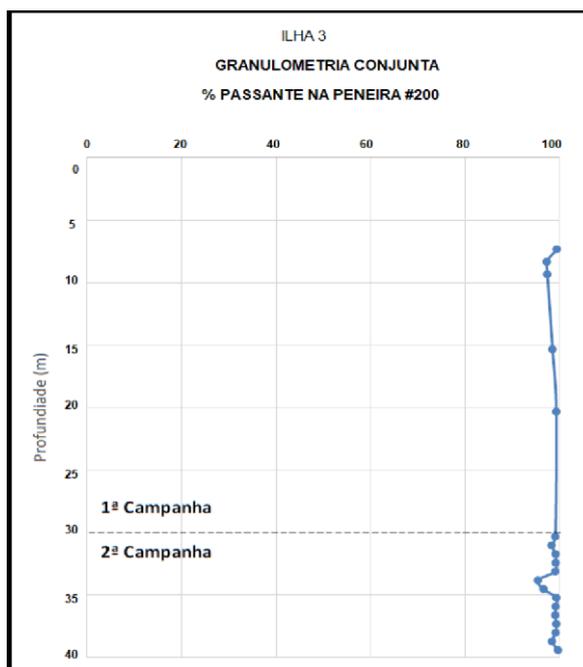
Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 8 - Percentuais dos materiais sólidos do perfil da ilha 2.

(ILHA 2) PERCENTUAIS DA CURVA GRANULOMÉTRICA ABNI 6502							
	amostra (m)	argila (%)	Silte (%)	areia fina (%)	areia média (%)	areia grossa (%)	pedregulho (%)
1ª fase	7 - 7,70	36,90	56,90	5,40	0,80	0,00	0,00
	8 - 8,87	38,00	56,30	4,00	1,30	0,00	0,30
	9 - 9,70	40,80	53,90	4,50	0,80	0,00	0,10
	15 - 15,70	56,60	39,70	3,20	0,50	0,00	0,00
	20 - 20,70	35,30	59,00	5,60	0,20	0,00	0,00
	25 - 25,70	42,90	52,10	4,00	0,90	0,00	0,00
2ª fase	32 - 32,70	43,90	53,40	2,10	0,00	0,00	0,60
	32,70 - 33,40	51,90	45,90	0,80	0,70	0,60	0,30
	33,50 - 34,20	47,50	47,40	0,60	2,10	1,20	1,10
	34,20 - 34,90	50,30	45,40	3,40	0,00	0,00	0,90
	35 - 35,70	65,40	28,30	1,50	2,60	1,70	0,40
	35,70 - 36,40	66,80	27,50	4,30	1,20	0,00	0,30
	36,50 - 37,20	65,70	18,30	5,60	4,30	3,90	2,20
	37,20 - 37,90	69,10	21,40	5,40	1,90	1,50	0,70
	38 - 38,70	60,60	32,80	3,10	2,80	0,50	0,30
	38,70 - 39,40	57,10	39,70	2,60	0,10	0,50	0,00
	39,50 - 40,20	71,40	18,20	6,50	3,00	0,70	0,20
	40,20 - 40,70	62,80	23,90	4,40	4,30	1,90	2,70

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Figura 26 - Curva granulométrica do perfil da ilha 3.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 9 - Percentuais dos materiais sólidos do perfil da ilha 3.

		(ILHA 3) PERCENTUAIS DA CURVA GRANULOMÉTRICA ABNT 6502						
		amostra (m)	argila (%)	Silte (%)	areia fina (%)	areia média (%)	areia grossa (%)	pedregulho (%)
1ª fase		7 - 7,70	44,60	47,40	7,80	0,20	0,00	0,00
		8 - 8,70	38,80	58,50	0,50	0,60	1,60	0,00
		9 - 9,70	29,20	62,30	7,00	0,80	0,80	0,00
		15 - 15,70	44,10	50,20	5,10	0,60	0,00	0,00
		20 - 20,70	39,70	55,30	4,80	0,30	0,00	0,00
2ª fase		30 - 30,70	42,80	53,90	2,60	0,30	0,00	0,30
		30,70 - 31,4	45,30	52,90	1,70	0,00	0,00	0,10
		31,40 - 32,10	47,50	51,40	0,60	0,40	0,00	0,10
		32,10 - 32,80	46,00	50,50	3,40	0,10	0,00	0,00
		32,8 - 33,50	48,20	50,70	0,80	1,90	0,00	0,20
		33,50 - 34,20	46,20	48,40	2,40	0,00	0,50	0,70
		34,20 - 34,90	51,80	43,30	3,40	0,00	0,00	1,50
		34,90 - 35,60	43,70	50,70	5,40	0,00	0,00	0,20
		35,60 - 36,30	47,70	51,40	0,90	0,00	0,00	0,00
		36,30 - 37,00	46,80	51,50	1,70	0,00	0,00	0,00
		37 - 37,70	48,70	51,30	0,00	0,00	0,00	0,00
		37,70 - 38,40	43,70	55,20	1,10	0,00	0,00	0,00
		38,40 - 39,10	43,50	52,30	3,40	0,50	0,20	0,00
		39,10 - 39,80	44,50	52,50	2,90	0,10	0,00	0,00

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

A característica visual do sedimento é de coloração cinza, tatilmente fina, contendo resquícios de materiais orgânicos (folhas e pedaços de madeira), e ao se

aproximar da formação barreira apresentando heterogeneidade com os fragmentos dessa formação.

Os ensaios de limites de Atterberg apresentaram saturações elevadas nas ilhas 2 e 3, e um peso específico entre 2,463 – 2,606 g/cm³, apresentando-se em algumas profundidades a saturação acima do limite de liquidez (LL).

Na ilha 1, o limite de liquidez foi bem elevado chegando a 80%. Já na segunda campanha (acima de 30m) o solo apresentou comportamento atípico em referência a primeira campanha (até os 30m), tal distorção tem suas complexibilidades pois são indícios de uma lente geológica (fina camada) com baixa resistência.

A importância dessas informações vem ao encontro do que apresentou Massad (2016), pois com um alto índice de plasticidade (IP), significa que o elevado teor de umidade na qual a água começa a existir em excesso, ou seja, numa quantidade maior do que aquela necessária para satisfazer a adsorção.

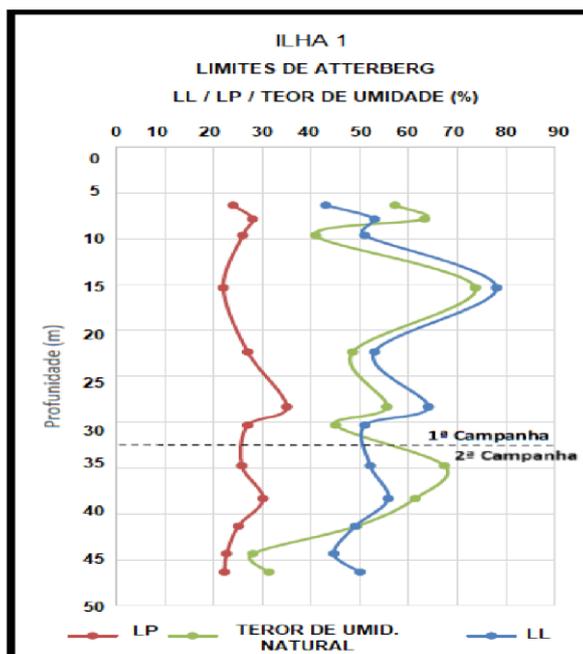
A adsorção do solo, nesse caso, é quando as moléculas dos argilominerais, que são unidas por ligações iônicas de maneira natural, por alguns motivos as partículas se desarranjam, e se expandem, o que a deixa frágil e fácil de liquefazer. Causas como a presença de sais, densidade do líquido, e até mesmo gases são fontes causadoras na alteração da molécula do argilomineral.

Os limites dos Atterberg são requisitos na definição da sensibilidade do solo, pois quando encontrando elevado teor de umidade, o solo tem comportamento diferente do natural o que o deixa com uma menor tensão efetiva naquela profundidade. O Exemplo pode ser visto nos gráficos 27, 28 e 29 das ilhas 1, 2 e 3

O contrário também pode acontecer, quando o teor de umidade é baixo, o solo perde a plasticidade e se deforma como trincas, a exemplo dos solos quando perdem água, o solo fica com aparência de couro de jacaré (comparação grosseira).

Dando prosseguimento às interpretações dos ensaios dos limites de Atterberg, as amostras dos argilominerais apresentaram graus de saturações elevadas, saturações que puderam ser comprovadas, conforme Gráficos 27 à 29 e tabelas 10, 11 e 12.

Figura 27 - Gráfico do limite de Atterberg da Ilha 1.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 10 - Valores encontrados nos ensaios dos limites de Atterberg na ilha 1.

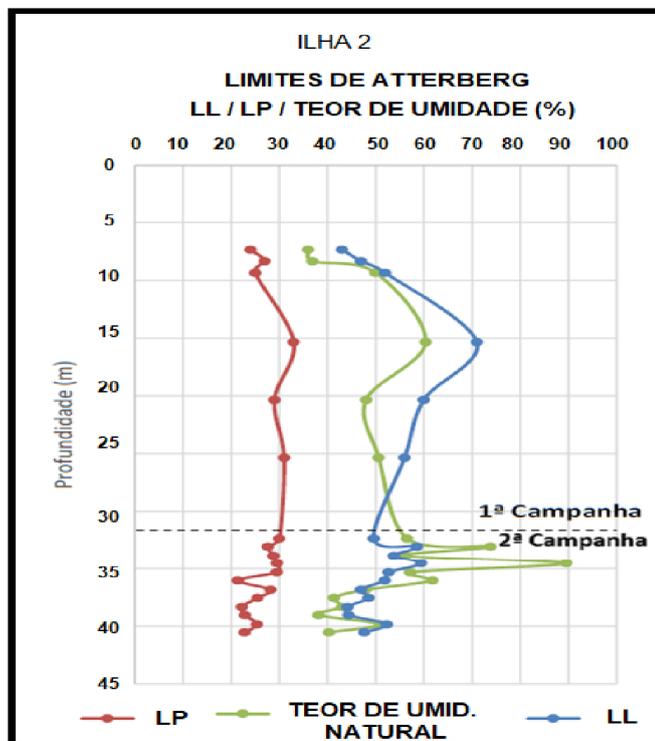
(ILHA 1) LIMITES DE ATTERBERG ABNT NBR 7180 (com secagem prévia)					
	amostras (m)	LL (%)	LP (%)	IP=(LL-LP)	teor de umidade (média)
1ª fase	6 - 6,70	43,00	24,00	19,00	57,19
	7,50 - 8,20	53,00	28,00	25,00	63,24
	9,28 - 9,98	51,00	26,00	25,00	40,89
	15 - 15,70	78,00	22,00	56,00	73,66
	22 - 22,70	53,00	27,00	26,00	48,55
	28 - 28,70	64,00	35,00	29,00	55,49
	30 - 30,70	51,00	27,00	24,00	45,04
2ª fase	34 - 35,10	52,12	25,81	26,31	67,30
	38 - 38,70	55,79	30,15	25,64	61,32
	41 - 41,70	49,07	25,07	24,00	49,33
	44 - 44,70	44,65	22,67	21,98	28,08
	46 - 46,70	50,05	22,24	27,81	31,31

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Para demonstrar em números o fator de adsorção no solo, a 2ª fase mostra os teores de umidade entre as profundidades 34m até 41m. O teor de umidade média foi superior ao limite de liquidez, o que implicou em uma elevada sensibilidade nessa profundidade e baixa capacidade de carga que são as tensões efetivas.

Assim, também, pode ser visto na ilha 2, com teor de umidade chegando a 89,5% conforme a Tabela 11, e facilmente visualizada na Figura 28.

Figura 28 - Gráfico do limite de Atterberg da Ilha 2.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

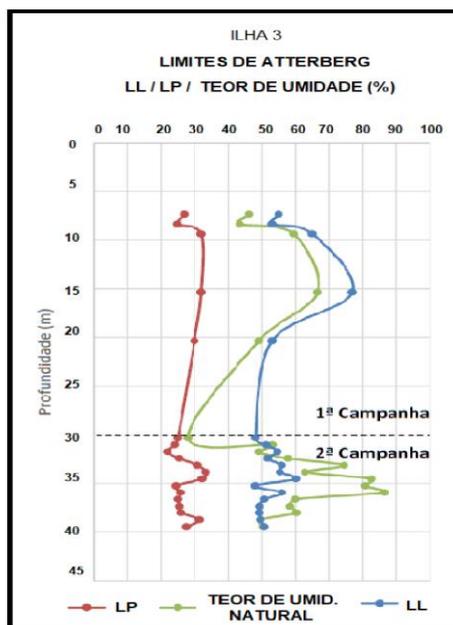
Tabela 11 - Valores encontrados nos ensaios dos limites de Atterberg na ilha 2.

(ILHA 2) LIMITES DE ATTERBERG ABNT NBR 7180 (com secagem prévia)					
	amostras (m)	LL (%)	LP (%)	IP=(LL-LP)	teor de umidade (média)
1ª fase	7 - 7,70	43,00	24,00	19,00	35,99
	8 - 8,70	47,00	27,00	20,00	36,87
	9 - 9,70	52,00	25,00	27,00	50,02
	15 - 15,70	71,00	33,00	38,00	60,36
	20 - 20,70	60,00	29,00	31,00	48,03
	25 - 25,70	56,00	31,00	25,00	50,63
2ª fase	32 - 32,70	49,59	30,01	19,58	56,53
	32,70 - 33,40	58,56	27,64	30,92	73,85
	33,40 - 34,20	57,79	28,82	28,97	56,06
	34,20 - 34,90	59,46	29,56	29,90	89,55
	35 - 35,70	52,73	29,46	23,27	57,14
	35,70 - 36,40	51,91	21,41	30,50	61,81
	36,50 - 37,20	46,98	28,19	18,79	47,96
	37,20 - 37,90	48,55	25,50	23,05	41,40
	38 - 38,70	44,24	22,26	21,98	42,99
	38,70 - 39,40	44,41	22,84	21,57	38,17
	39,50 - 40,20	52,30	25,39	26,91	50,94
	40,20 - 40,70	47,65	22,81	24,84	40,30

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

E, por último, sobre os limites de Atterberg nas ilhas, a interpretação da ilha 3, segue o mesmo princípio das ilhas 1 e 2, o que ressalta a presença de uma lente de solo com elevado teor de umidade na profundidade média entre 34 até 40 metros, deixando o solo com elevada sensibilidade, atendendo um dos parâmetros para considerar a sensibilidade do solo.

Figura 29 - Gráfico do limite de Atterberg da Ilha 3.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 12 - Valores encontrados nos ensaios dos limites de Atterberg na ilha 3.

(ILHA 3) LIMITES DE ATTERBERG ABNT NBR 7180 (com secagem prévia)					
	amostras (m)	LL (%)	LP (%)	IP=(LL-LP)	teor de umidade (média)
1ª fase	7 - 7,70	55,00	27,00	28,00	46,17
	8 - 8,70	53,00	25,00	28,00	43,25
	9 - 9,70	65,00	32,00	33,00	59,41
	15 - 15,70	77,00	32,00	45,00	66,49
	20 - 20,70	53,00	30,00	23,00	49,04
2ª fase	30 - 30,70	48,11	25,11	23,00	28,00
	30,70 - 31,40	51,32	24,10	27,22	53,04
	31,40 - 32,10	54,67	21,93	32,74	49,05
	32,10 - 32,80	51,75	25,49	26,26	57,80
	32,80 - 33,50	55,84	30,94	24,90	74,57
	33,50 - 34,20	55,35	33,38	21,97	62,93
	34,20 - 34,90	60,10	32,27	27,83	82,80
	34,90 - 35,60	47,99	24,57	23,42	80,89
	35,60 - 36,30	55,93	25,89	30,04	86,42
	36,30 - 37	50,81	25,19	25,62	59,90
	37 - 37,70	49,21	25,58	23,63	58,40
	37,70 - 38,40	49,19	25,96	23,23	60,24
	38,40 - 39,10	49,66	31,55	18,11	49,50
	39,10 - 39,80	50,81	27,61	23,20	50,46

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Os perfis estratigráficos das ilhas apresentaram discordância conforme o ensaio se aprofundava nas camadas subjacentes, a exemplo demonstrado nos gráficos dos teores de umidade natural, porém o peso específico dos grãos ficaram

dentro do que são encontrados nos depósitos de solos moles já pesquisados no Brasil, principalmente os solos costeiros (SCHINAID, ODEBRECHT 2012) e (MASSAD, 1985).

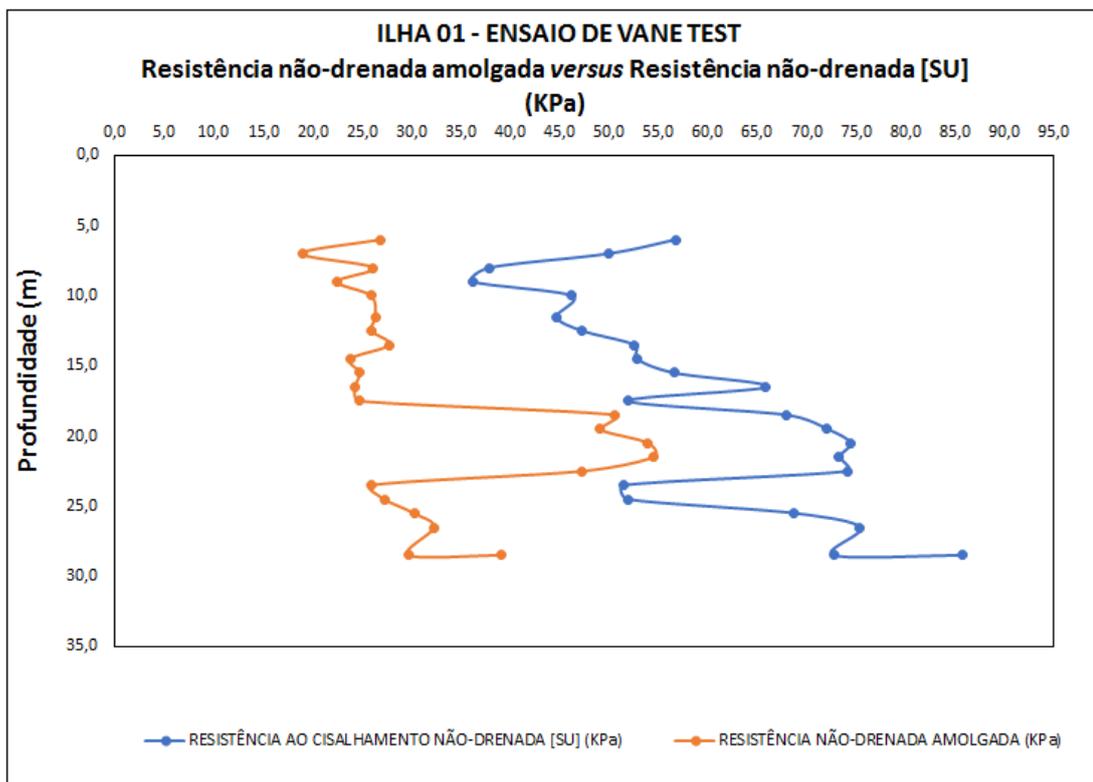
Os valores das atividades nos solos, comumente pesquisados, seguem uma tendência natural com pouca variação no índice de plasticidade, como sendo uma média constante para solos moles variando entre 1,5% a 1,6%. Com diferença das camadas superiores que podem apresentar valores elevados no índice de plasticidade (JANNUZI, 2015). Todavia nesse depósito pesquisado essa variação no percentual foi um pouco maior do que o tradicional para argilas moles.

Skempton (1948) apresentou uma classificação dos tipos de argilas como: inativa, normal ou ativa, em função dos valores da atividade e mineralogia da argila. Nos gráficos é perceptível identificar um distanciamento entre o LP e LL, a partir dos 15 metros, indicando uma argila ativa e fora dos padrões.

Então, como explicado e demonstrado a importância dos limites de Atterberg a respeito da sensibilidade, chegou o momento de casá-los aos ensaios mecânicos que medem a sensibilidade tanto *in situ* quanto no laboratório.

Para isso, a pesquisa comparou os ensaios que identificam a sensibilidade por palheta (vane) e a de palheta de laboratório (mini vane) relacionando-os com os ensaios de compressão simples.

O intuito é demonstrar que apenas com ensaio de campo é possível identificar a sensibilidade, então assim seguem os resultados encontrados com os respectivos ensaios: vane test, mini vane e compressão simples.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 13 - Valores de sensibilidade encontrados com o vane test na ilha 1.

AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5	AM-6	AM-7	AM-8	AM-9	AM-10	AM-11	AM-12
PROFUNDIDADE	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,50	12,50	13,50	14,50	15,50	16,50	17,50
TORQUE MÁXIMO [M] (N.m)	56,97	50,09	38,06	36,33	46,35	44,82	47,4	52,72	52,96	56,74	66,11	52,1
TORQUE RESIDUAL (N.m)	26,99	18,99	26,24	22,56	26	26,44	26,05	27,88	23,91	24,86	24,38	24,84
D (m)	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	56,79	49,93	37,94	36,21	46,20	44,68	47,25	52,55	52,79	56,56	65,90	51,93
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	26,90	18,93	26,16	22,49	25,92	26,36	25,97	27,79	23,83	24,78	24,30	24,76
SENSIBILIDADE	2,11	2,64	1,45	1,61	1,78	1,70	1,82	1,89	2,21	2,28	2,71	2,10

AMOSTRAS	AM-13	AM-14	AM-15	AM-16	AM-17	AM-18	AM-19	AM-20	AM-21	AM-22	AM-23
PROFUNDIDADE	18,50	19,50	20,50	21,50	22,50	23,50	24,50	25,50	26,50	28,50	28,50
TORQUE MÁXIMO [M] (N.m)	31,04	32,91	33,96	33,45	33,82	51,68	52,02	68,99	75,63	73,01	86,07
TORQUE RESIDUAL (N.m)	23,09	22,37	24,62	24,86	21,6	26,02	27,34	30,35	32,38	29,86	39,21
D (m)	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	67,98	72,07	74,37	73,25	74,06	51,51	51,85	68,77	75,39	72,78	85,79
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	50,57	48,99	53,92	54,44	47,30	25,94	27,25	30,25	32,28	29,76	39,08
SENSIBILIDADE	1,34	1,47	1,38	1,35	1,57	1,99	1,90	2,27	2,34	2,45	2,20

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

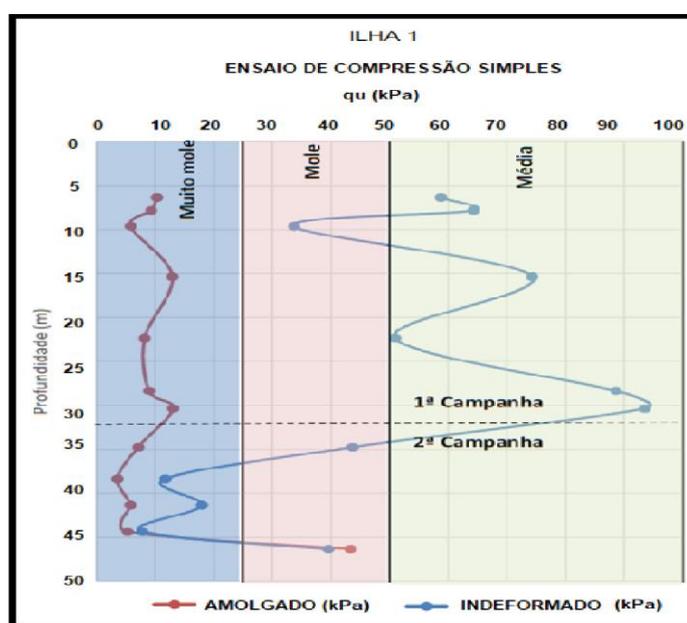
Na ilha 1, o ensaio de palheta realizado até a profundidade de 25 metros apresentou baixa sensibilidade, variando entre St. 1,45 a 2,71, o que a gradua como uma argila levemente sensível, chegando até medianamente sensível.

Se buscarmos no gráfico da Figura 27 da ilha 1, focando no limite de liquidez e no teor de umidade, os mesmos apresentaram uma variação elevada nesses índices

na profundidade de 15 metros, sendo assim percebida no ensaio *in situ* com o vane test, conforme a tabela apresentada. O AM -10, foi onde se obteve a maior sensibilidade nessa ilha com esse ensaio.

O reflexo dessa sensibilidade foi identificado no ensaio de compressão simples, sendo que na profundidade de 15 metros também se teve uma elevação na sensibilidade. A mesma só se repetiu após os 30 metros, porém não foi ensaiado com o vane test que só foi até 28,50 metros.

Figura 31 - Gráfico de compressão simples, Ilha 1.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

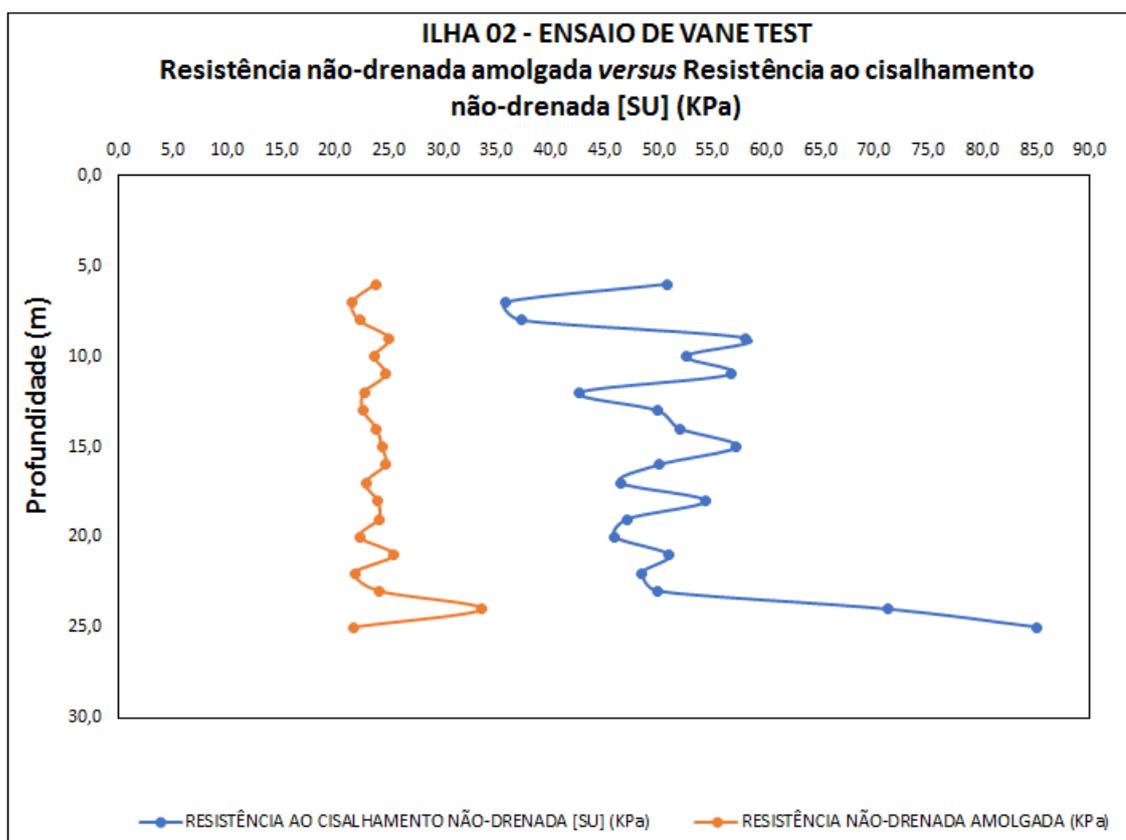
O ensaio de compressão axial apresentou uma elevada sensibilidade entre (St. 5,7 a 9,9), a maior visualização da sensibilidade ocorreu em profundidades acima dos 30 metros, visível no gráfico de compressão simples, como o maior afastamento entre os pontos, da linhas que representam a tensões máximas do amolgado e indeformado. Nesta delimitação a classificação da sensibilidade é classificada como argila muito sensível, mas como já foi esclarecido não é com apenas um ensaio que se classifica a sensibilidade do solo.

E, para finalizar a ilha 1, o ensaio com o vane test, apresentou resultados satisfatórios na identificação da sensibilidade do solo. O ponto de maior sensibilidade foi na mesma região apontada nos limites de liquidez e compressão simples, o que dá confiabilidade no ensaio de palheta de campo para essa ilha.

Dando continuidade e já passando para a ilha 2, o ensaio de palheta de campo seguiu e demonstrou um elevado valor na sensibilidade com 25 metros, chegando a medir S_t de 3,9. Nesta profundidade o limite de liquidez não demonstrou variação que chamasse a atenção, inclusive o teor de umidade se encontrava menor do que o (LL).

Todavia, a elevação da sensibilidade nessa profundidade de 25 metros foi identificada no ensaio de compressão simples, ou seja, confirmando o resultado do vane de campo que tem elevação na sensibilidade.

Figura 32 - Gráfico das resistências cisalhantes não drenada e amolgada com o VST, ilha 2.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

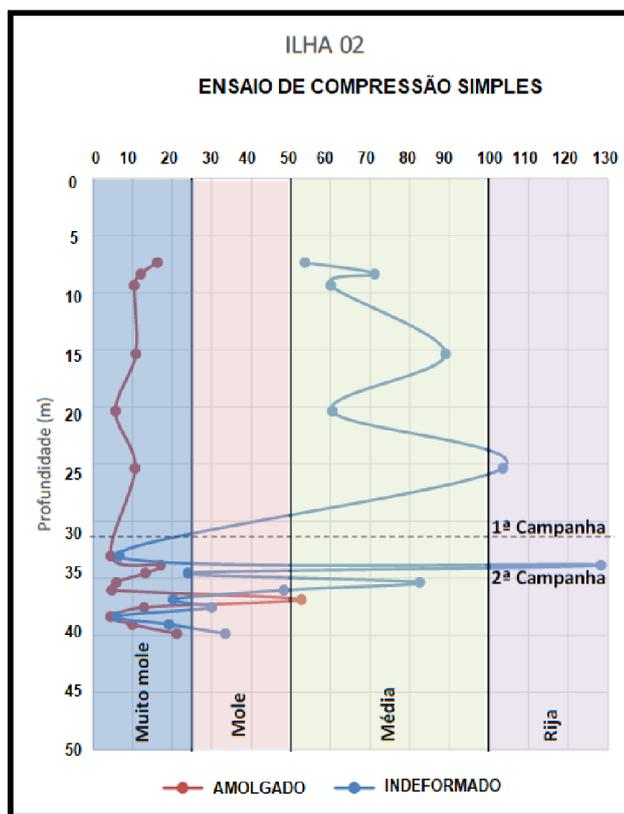
Tabela 14 - Valores das sensibilidades encontradas com o vane test na ilha 2.

AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5	AM-6	AM-7	AM-8	AM-9	AM-10
PROFUNDIDADE (m)	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00
TORQUE MÁXIMO [M] (N.m)	50,97	35,93	37,36	58,29	52,69	56,84	42,84	50,02	52,10	57,42
TORQUE RESIDUAL (N.m)	23,84	21,71	22,34	25,11	23,77	24,80	22,78	22,69	23,95	24,43
D (m)	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	50,81	35,82	37,24	58,10	52,52	56,66	42,70	49,86	51,93	57,24
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	23,76	21,64	22,27	25,03	23,69	24,72	22,71	22,62	23,87	24,35
SENSIBILIDADE (ST)	2,14	1,65	1,67	2,32	2,22	2,29	1,88	2,20	2,18	2,35

AMOSTRAS	AM-11	AM-12	AM-13	AM-14	AM-15	AM-16	AM-17	AM-18	AM-19	AM-20
PROFUNDIDADE (m)	16,00	17,00	18,00	19,00	20,00	21,00	22,00	23,00	24,00	25,00
TORQUE MÁXIMO [M] (N.m)	50,23	46,58	54,51	47,31	46,09	51,13	48,58	50,08	71,51	85,39
TORQUE RESIDUAL (N.m)	24,78	22,93	24,03	24,15	22,41	25,53	21,91	24,17	33,70	21,87
D (m)	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	50,07	46,43	54,34	47,16	45,94	50,97	48,42	49,92	71,28	85,12
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	24,70	22,86	23,95	24,07	22,34	25,45	21,84	24,09	33,59	21,80
SENSIBILIDADE (ST)	2,03	2,03	2,27	1,96	2,06	2,00	2,22	2,07	2,12	3,90

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Figura 33 - Gráfico de compressão simples, Ilha 2.



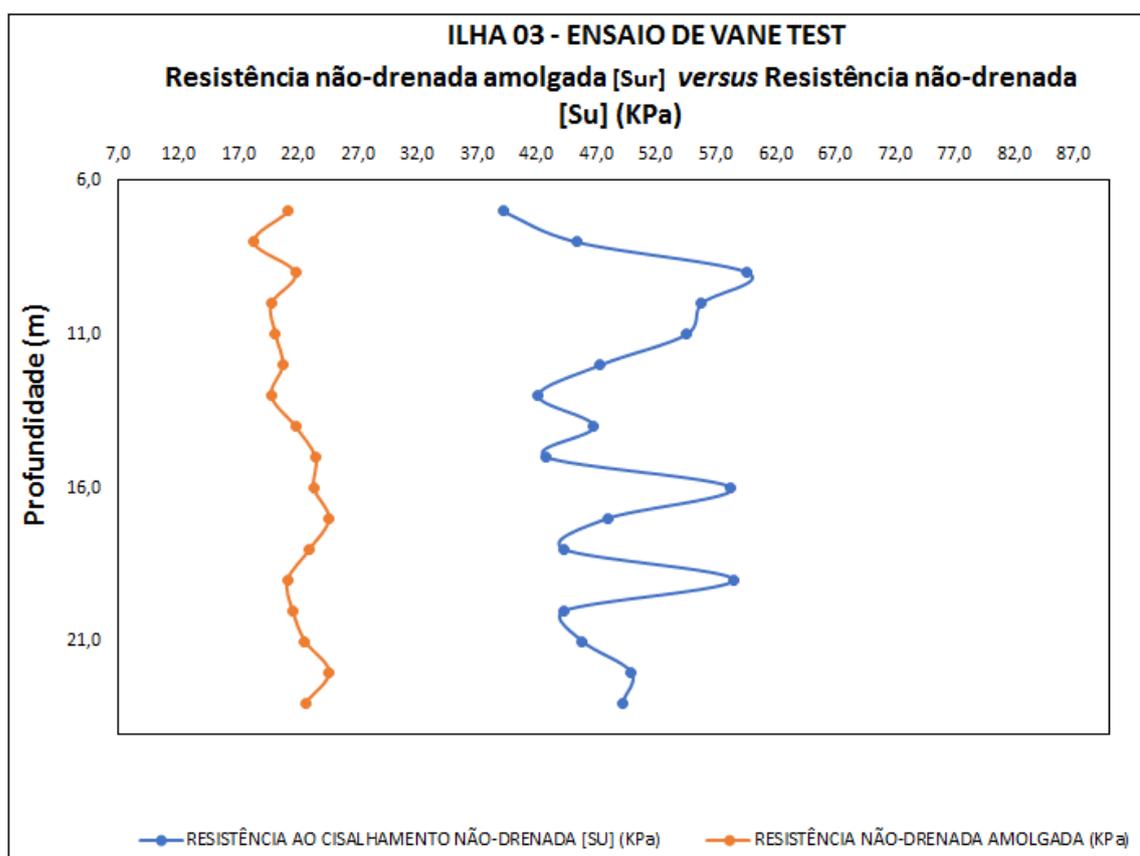
Fonte: Relatório Técnico, 2020.

O ensaio de palheta apresentou sensibilidade entre St 1,65 a 3,90, o que chamou a atenção foi o aumento da sensibilidade nas camadas mais profundas, mas infelizmente o ensaio não prosseguiu por razões técnicas.

E, comparando com o gráfico de compressão simples um pouco abaixo dos 25 metros, a sensibilidade apresentada no ensaio foi de $St = 9,8$, sensibilidade próxima à levemente quick clay. Reforçando que um tipo de ensaio não o habilita nessa faixa.

Para se ter um parâmetro de comparação dessa sensibilidade, o solo de Sarapuí-RJ apresentou $St = 2$ a 4 , ao se ter um $St = 4$, a argila é muito sensível, mesma faixa de sensibilidade encontrada em Sarapuí-RJ (Duarte, 1977), Costa Filho (1977); (SAYÃO, 1980).

Figura 34 - Gráfico das resistências cisalhantes não drenada e amolgada com o VST, ilha 3.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

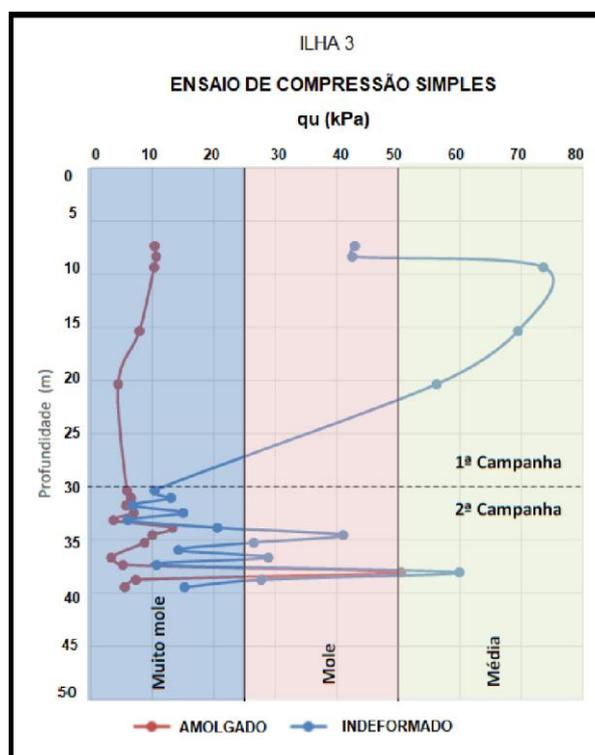
Tabela 15 - Valores das sensibilidades encontradas com o vane test na ilha 3.

AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5	AM-6	AM-7	AM-8	AM-9	AM-10
PROFUNDIDADE (m)	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00
TORQUE MÁXIMO [M] (N.m)	39,28	45,49	59,85	55,91	54,70	47,48	42,27	46,95	42,96	58,44
TORQUE RESIDUAL (N.m)	22,61	19,55	21,82	19,88	20,19	20,79	19,84	21,85	23,52	23,38
D (m)	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	39,15	45,35	59,65	55,74	54,53	47,33	42,13	46,80	42,82	58,26
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	21,22	18,34	21,78	19,78	20,13	20,73	19,77	21,78	23,45	23,31
SENSIBILIDADE (ST)	1,84	2,47	2,74	2,82	2,71	2,28	2,13	2,15	1,83	2,50

AMOSTRAS	AM-11	AM-12	AM-13	AM-14	AM-15	AM-16	AM-17
PROFUNDIDADE (m)	17,00	18,00	19,00	20,00	21,00	22,00	23,00
TORQUE MÁXIMO [M] (N.m)	48,05	44,41	58,62	44,47	45,95	50,04	49,31
TORQUE RESIDUAL (N.m)	24,65	23,03	21,19	21,61	22,65	24,67	22,7
D (m)	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	47,90	44,27	58,44	44,33	45,81	49,88	49,15
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	24,57	22,96	21,13	21,54	22,59	24,59	22,63
SENSIBILIDADE (ST)	1,95	1,93	2,77	2,06	2,03	2,03	2,17

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Figura 35 - Gráfico de compressão simples, Ilha 3.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Na ilha 3, o ensaio de palheta apresentou St 1,83 a 2,82, resultados equivalentes aos encontrados na ilha 1.

Porém o ensaio de compressão apresentou uma grande variação da sensibilidade na profundidade entre 10 e 15 metros, destacando uma St 4 a 12,7.

Caso esse resultado se repetisse em outros ensaios, o solo seria uma argilomineral mediamente *quick clay*. Essa peculiaridade foi encontrada no depósito

sedimentar na Barra da Tijuca-RJ, pesquisado por Baroni (2010), no qual encontrou S_t entre 5 e 15, e com teor de umidade, entre 190 a 670 e LL entre 67 a 670, bem acima dos encontrados nesse depósito.

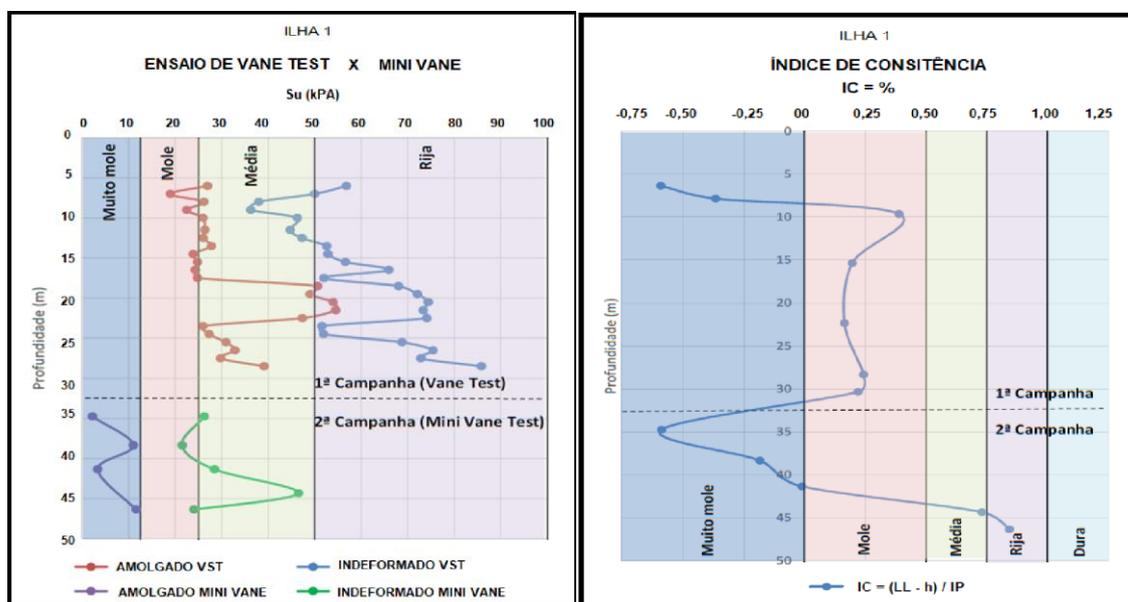
Mudando agora para os ensaios com a palheta de laboratório (mini vane), esse equipamento foi inserido na investigação apenas na 2ª campanha, o que é condizente com a profundidade dos 30 até os 45 metros, e nesta etapa da investigação a prioridade passou a ser os ensaios no laboratório.

A equipe de pesquisa percebeu que na primeira fase investigativa, há presença de solos com elevada sensibilidade demonstrada nos ensaios *in situ*, e também por meio dos ensaios de caracterização do solo, assim como na compressão simples.

Então, na segunda fase optou-se por utilizar equipamentos que medem a sensibilidade, diferentes dos adotados na primeira fase, a exceção foi o ensaio de compressão simples, que perdurou nas duas fases.

Após essa explicação segue-se a comparar os ensaios (vane test) e o (mini vane), tema aqui proposto.

Figura 36 - Gráficos do VST x Mini Vane e índice de consistência, Ilha 1.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 16 - Valores das sensibilidades encontradas com o mini vane, ilha 1.

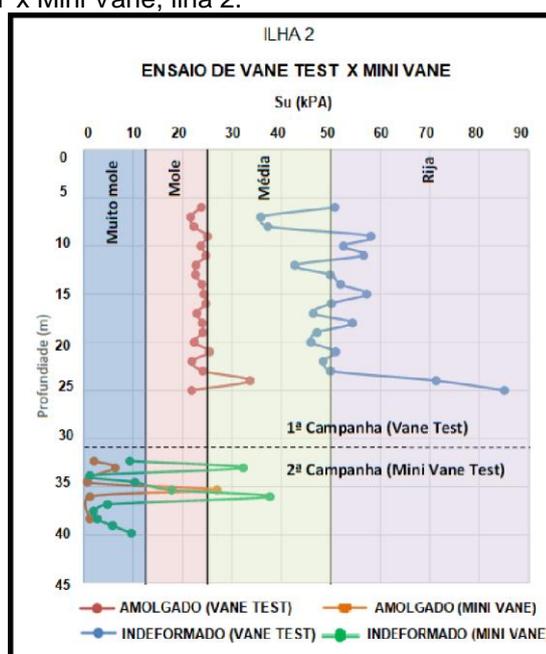
AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5
PROFUNDIDADE	34,40	38,00	41,00	44,00	46,00
D (m)	12,7	12,7	12,7	12,7	24,03
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	26,24	21,47	28,42	46,47	11,62
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	2,18	11,00	3,32	0,00	2,07
SENSIBILIDADE	12,04	1,95	8,56	0,00	5,61

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Nesta etapa será analisado o gráfico dos ensaios de palheta em camadas diferentes, mas devidamente identificado, os ensaios de compressão simples foram apresentados nas Figuras 31, 33 e 35. Neste gráfico da ilha 1 representado na Figura 36, o (mini vane) apresentou maior sensibilidade há uma profundidade de 34 metros sendo que a S_t 12,04 provavelmente em virtude do índice de consistência muito mole e um elevado teor de umidade conforme a Figura 36 da ilha 1.

Também em destaque, o ensaio de compressão simples na Figura 31 da respectiva ilha apresentou máxima S_t 6,1, diferente dos ensaio com o vane test, que a sensibilidade encontrada *in situ* foi sempre inferior ao de compressão simples. Pois o ensaio de compressão não tem suas laterais confinadas, deixando livre a movimentação lateral, e também o ensaio é drenado servindo basicamente de indicador de sensibilidade.

Figura 37 - Gráficos do VST x Mini Vane, ilha 2.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 17 - Valores das sensibilidades encontradas com o mini vane, ilha 2.

AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5	AM-6	AM-7	AM-8	AM-9	AM-10	AM-11
PROFUNDIDADE	32,00	32,70	33,50	34,20	35,00	35,70	36,50	37,20	38,00	38,70	39,50
D (m)	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	9,34	32,29	1,24	10,37	17,79	37,67	4,77	1,97	2,70	5,81	9,65
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	2,07	6,33	0,00	0,73	26,97	1,24	0,00	0,00	1,24	0,00	0,00
SENSIBILIDADE	4,50	5,10	-	14,29	0,66	30,26	-	-	2,17	-	-

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Na ilha geotécnica 2, os valores encontrados da sensibilidade foram os maiores aferidos nos ensaios de palheta de laboratório (mini vane) chegando $St = 30,26$ a uma profundidade de 35,70 metros, o que estaria, portanto dentro da classificação como medianamente quick clay, se esse fosse o único parâmetro.

Nesta lente a sensibilidade no mini vane conferiu entre $St 2,17$ a $30,26$. A faixa de sensibilidade da compressão simples ficou entre $St 0,4$ a $13,9$, conforme Tabela 18.

Tabela 18 - Valores das sensibilidades encontradas na compressão simples, ilha 2.

AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5	AM-6	AM-7	AM-8	AM-9	AM-10
PROFUNDIDADE	32,70	33,50	34,20	35,00	35,70	36,50	37,20	38,00	38,70	39,50
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (KPa)	6,59	128,29	24,00	82,52	48,28	20,30	30,03	6,11	19,20	33,47
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (KPa)	4,53	17,07	13,25	5,93	4,73	52,68	12,90	4,48	9,93	21,19
SENSIBILIDADE	1,5	7,5	1,8	13,9	10,2	0,4	2,3	1,4	1,9	1,6

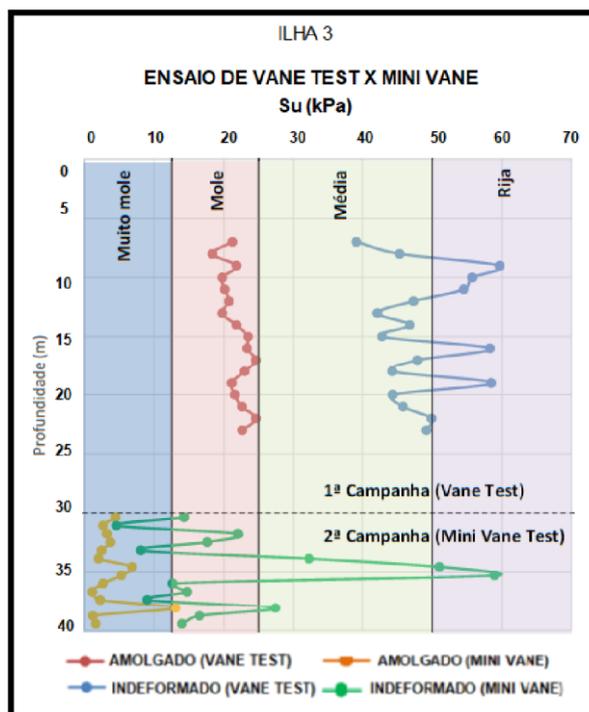
Fonte: Relatório Técnico, 2020.

As duas maiores sensibilidades encontradas por meio desses dois ensaios foram respectivamente na profundidade de 35,70 metros, o que demonstra que há uma grande sensibilidade nessa lente, o que também foi identificada no limite de Atterberg da ilha 2, Figura 28, com um teor de umidade acima do limite de liquidez, o que o deixa um solo muito mole e instável.

Contudo, é possível afirmar que o ensaio com o mini vane, assim como o vane test, também identifica elevações na sensibilidade do argilomineral, e que o ensaio de compressão axial dá uma boa base na compreensão.

E por fim, a ilha 3, que não difere das anteriores, seguiu as mesmas características encontradas nas ilhas 1 e 2.

Figura 38 - Gráficos do VST x Mini Vane e índice de consistência, Ilha 3.



Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 19 - Valores das sensibilidades encontradas com o mini vane, ilha 3.

AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5	AM-6	AM-7	AM-8	AM-9	AM-10	AM-11	AM-12	AM-13	AM-14
PROFUNDIDADE	30,00	30,00	30,00	32,10	32,80	33,50	34,20	34,90	35,60	36,30	37,00	37,70	38,40	39,10
D (m)	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (kPa)	14,31	4,58	21,99	17,63	8,09	32,36	51,02	58,92	12,65	14,73	9,02	27,38	16,49	13,99
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (kPa)	4,46	2,70	3,22	3,73	2,49	2,07	6,85	5,29	2,70	1,14	2,28	13,07	1,24	1,66
SENSIBILIDADE	3,21	1,70	6,83	4,73	3,25	15,63	7,45	11,14	4,69	12,92	3,96	2,09	13,30	8,43

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Tabela 20 - Valores das sensibilidades encontradas na compressão simples, ilha 3.

AMOSTRAS	AM-1	AM-2	AM-3	AM-4	AM-5	AM-6	AM-7	AM-8	AM-9	AM-10	AM-11	AM-12	AM-13	AM-14
PROFUNDIDADE	30,00	30,70	31,40	32,10	32,80	33,50	34,20	34,90	35,60	36,30	37,0	37,7	38,4	39,1
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA [SU] (kPa)	10,37	13,04	6,85	15,03	6,00	20,54	41,03	26,48	14,22	28,87	10,70	59,91	27,70	15,24
RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA AMOLGADA (kPa)	5,87	6,54	5,71	6,99	3,70	13,26	10,02	8,73	-	3,30	5,22	50,40	7,32	5,52
SENSIBILIDADE	1,8	2,0	1,2	2,2	1,6	1,5	4,1	3,0	-	8,7	2,0	1,2	3,8	2,8

Fonte: Relatório Técnico, 2020.

Para finalizar, a ilha 3 teve St 1,70 a 15,63, e na compressão simples os maiores valores da St 1,2 a 8,7. Ambos os ensaios demonstraram sensibilidade para as mesmas profundidades. Fator este previsível, uma vez que se tratava da mesma amostra coletada.

Algumas amostras coletadas nesta profundidade, muito por conta do índice de consistência e alto teor de umidade, tiveram problemas com a coleta, chegando a superfície apenas parte do material no amostrador *shelby*. A prioridade para essa situação com material insuficiente, foram os ensaios especiais de mini vane e cone sueco.

E, finalizando as análises, as amostras ensaiadas por compressão simples serviu como referência na detecção dos pontos com sensibilidade, tanto para os ensaios *in situ* quanto para os ensaios no laboratório.

O Vane de campo demonstrou maior confiabilidade que o mini vane, pela seguinte situação:

A coleta de solo com a consistência muito mole tem muitas perdas de amostras com o coletor, o que implica na necessidade de se ter além do mini vane, como foi o caso de outros equipamentos que conseguissem medir a sensibilidade, que nessa investigação utilizou-se o cone sueco.

Todavia fica como se a mesma amostra coletada seja ensaiada por diferentes equipamentos. Caso a amostra, devido ao seu alto índice de consistência, sofra alguma perturbação na coleta ou transporte, pode gerar um resultado inverídico.

Diferente do ensaio *in situ*, nesse caso o Vane Test, é possível identificar no exato momento se há ou não distorção no ensaio naquela profundidade específica.

Reforçando a ideia, com base nesse breve levantamento histórico sobre o VST, as pesquisas iniciais utilizando palhetas enclausurada por uma cápsula de proteção foi previamente descrita por Flaate (1966) e Gylland et al. (2013) como um sistema rotativo de alta precisão. Atualmente essa confiabilidade é de fácil percepção com softwares desenvolvidos para esse fim, assim como a fácil percepção de anormalidades durante os ensaios *in situ*.

A facilidade e a confiabilidade nos resultados obtidos *in situ*, vem se difundindo como uma tendência global. Adotando unicamente os ensaios *in situ*, tanto pela praticidade, quanto pela dificuldade em coletar amostras em alguns sítios, em função da peculiaridade de alguns locais (BIÇER, P; ÖZENER, P (2009).

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Diante dos resultados apresentados algumas ponderações devem ser levadas em conta nesta pesquisa.

Esse trabalho teve como objetivo comparar os ensaios de vane test *in situ* e mini vane de laboratório, a fim de elucidar que apenas com ensaios *in situ*, é possível de imediato conhecer a sensibilidade.

Os ensaios de compressão, serviram como parâmetros na identificação da sensibilidade ao longo dos perfis das ilhas, e no decorrer dos ensaios demonstrou, quando correlacionadas as mesmas profundidades com os ensaios de palhetas, que havia sensibilidade. O que difere a compressão simples das palhetas é não fornecer a resistência cisalhante não drenada, portanto apresenta uma diferença nos resultados.

Nas ilhas geotécnicas 1, 2 e 3, demonstraram alterações perceptíveis na sensibilidade a partir dos 15 metros, visto no ensaio de vane test, conforme confirmadas nos gráficos dos limites de Atterberg, com elevado pico no LL.

A maior notoriedade nessa abordagem foi um indício de elevada sensibilidade a partir dos 25 metros, no qual ambos ensaios vane test e compressão simples demonstraram tendência à elevação na sensibilidade.

Os corpos de provas ensaiados na segunda fase com a compressão simples seguiram a tendência da primeira campanha, demonstrando sensibilidade e resistência coerente com o mini vane, porém que em menor proporção, mesmo assim servindo como parâmetro. A dificuldade encontrada em correlacioná-los metro a metro, como foi feito na primeira fase, se deu por causa do elevado teor de umidade, pois houve situações em que não se obteve material suficiente para realizações dos 3 ensaios.

O ensaio de palheta de laboratório (mini vane) demonstrou picos maiores de sensibilidade comparados aos ensaios de compressão simples, mesmo com o teor de umidades elevadas e IP constante, o que ficou claro que há uma lente argilosa com baixo índice de consistência, apontada no ensaio como muito mole, a uma profundidade de 30 a 40 metros. E essa lente foi identificada no ensaio com o mini vane com alta sensibilidade.

E, para finalizar, no ensaio *in situ* nesta pesquisa, o vane test" demonstrou ser eficiente quanto à sua utilização na investigativa dos solos sensíveis, assim como o

mini vane, que também passou a mesma confiabilidade nos resultados da investigação.

Portanto, os ensaios *in situ*, já são prioridade em pesquisas com solos. Pois, a depender da peculiaridade de cada sítio, os mecanismos de extração de amostras indeformadas para realização dos ensaios em laboratório, não garante a coleta das amostras indeformadas.

Por fim, deixa-se para futuras pesquisas, as sugestões: pesquisar uma análise estocástica de tensões cisalhante com o vane de campo, em encostas ou barragens; mapear depósitos sedimentares no Brasil que utilizaram o vane test e outros ensaios de campo e verificar a confiabilidade dos ensaios de cada depósito; comparar o vane test com o ensaio de CPTU nesse depósito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: Solo - ensaio de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 6484**: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT, Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro 2016.

_____. **NBR 9820**: Coleta de amostra de solos de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D4648 / D4648M - Teste de cisalhamento de palheta miniatura em laboratório para solo argiloso saturado de grão fino.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles**: Projeto e Desempenho. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ALSHAWABKEH, A. (2001) **Basic and Applications of Electrokinetic Remediation**. In: **mini curso em geotecnia ambiental no PEC/COPPE**, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001. p.95.

ARROWSMITH, E. J. **Roadwork fills-a materials engineer's viewpoint**. In: Institution of Civil Engineers, Proceedings. 1979.

BAUER, Elton et al. **Study of the laboratory Vane test on mortars**. Building and environment, v. 42, n. 1, p. 86-92, 2007.

BARRETO, Elaine Cristina Gomes. **Caracterização física, química, mineralógica e micro morfológica do solo mole do porto de Santana, no Amapá**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil da PUC-RIO. Rio de Janeiro, 2015.

BERTUOL, Fábio. **Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório**. 2009. Site: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/17565> - 18/10/2022

BIÇER, Perihan; ÖZENER, Pelin Tohumcu. **Vertical Variability of the Undrained Shear Strength of Golden Horn Clay**. Marine Georesources and Geotechnology, v. 27, n. 4, p. 309-321, 2009.

CADETE, Ana Nery de Macedo. **Avaliação da resistência não drenada de uma argila orgânica mole do bairro Chão de Estrelas em Recife-PE**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Área de concentração: Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2016.

CHURA VILCANQUI, Norman Eddy. **Avaliação da influência da sucção na resistência não drenada de um solo residual compactado utilizando o ensaio de**

palheta de laboratório. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia. São Paulo, 2014. 108 p.

COUTINHO, R.Q. **Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1976.

COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.L.G., COLLET, H.B., 1977, “**The Undrained Strength of a Very Soft Clay**”. In; Proc. IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 69-72, Tokyo.

COLLET, Haroldo Braune. **Ensaio de Palheta de Campo em argilas moles da Baixada Fluminense.** Tese (Mestrado em Ciências) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1978.

DA SILVA, Marcelo Augusto Moreno Alves. Maâmar El-Robrini. Tese de Doutorado **As investigações nas Zonas Costeira e Estuarina Paraense (ZCEP) e na área submersa adjacente começaram a partir do início da década de 1980.** Departamento de geografia centro de filosofia e ciência humanas, UFPA, 2006.

DAS, B. M. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica.** Tradução da 6. ed. americana, São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DENNEHY, J. P. **The remoulded undrained shear strength of cohesive soils and its influence on the stability of embankment fill Proceedings of the conference on clay fills.** 1978.

DEMERS, Denis; LEROUEIL, Serge. **Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec.** Canadian Geotechnical Journal, v. 39, n. 1, p. 174-192, 2002.

EBERL, D. D. **Clay mineral formation and transformation in rocks and soils. Philosophical Transactions of the Royal Society of London.** Series A, Mathematical and Physical Sciences, v. 311, n. 1517, p. 241-257, 1984.

El-Robrini M. 2013. **Projeto gestão integrada e sustentável dos recursos hídricos transfronteiriços na bacia do rio Amazonas, considerando a variabilidade e mudança climática.** OTCA/GEF/PNUMA.

EVANS, S.G., BROOKS, G.R. **An earthflow in sensitive Champlain Sea sediments at Lemieux,** Ontario, June 20, 1993, and its impact on the South Nation River. Canadian Geotechnical Journal, v. 31, 1993.

GYLLAND, A. et al. **Characterisation and engineering properties of Tiller clay.** Engineering Geology, v. 164, p. 86-100, 2013.

HELLE, Tonje Eide; NORDAL, Steinar; AAGAARD, Per. **Improved geotechnical properties in salt-treated highly sensitive landslide-prone clays.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, v. 171, n. 3, p. 232-242, 2018.

HIGHT, D. W.; BIKE, R.; BUTCHER, A. P.; CLAYTON, C. R. I.; SMITH, P. R.

Disturbance of the Bothkennar Clay Prior to Laboratory Testing. Géotechnique.

Reino Unido, v.42, n.2, p. 199-217, 1992b.

HILDEBRANDO, Edemarino Araújo et al. **Síntese e caracterização de argila esmectita Zn-estevensita.** Cerâmica, v. 60, n. 354, p. 273-278, 2014.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Mapa Pedológico de Macapá e Belém NA 22 e SA 22.**

JANNUZZI, Graziella Maria Faquim; DANZIGER, Fernando Artur Brasil; MARTINS, Ian Schumann Marques. **Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay.** Engineering Geology, v. 190, p. 77-86, 2015.

JANNUZZI, Graziella Maria Faquim. **Caracterização do depósito de solo mole de Sarapuí II através de ensaios de campo.** Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2009.

KURUKULASURIYA, Laksiri C.; ODA, Masanobu; KAZAMA, HIDEHIKO. **Anisotropy of undrained shear strength of an over-consolidated soil by triaxial and plane strain tests.** Soils and foundations, v. 39, n. 1, p. 21-29, 1999.

LEFEBVRE, Guy; LADD, Charles C.; PARE, Jean-Jacques. **Comparison of field vane and laboratory undrained shear strength in soft sensitive clays. Vane shear strength testing in soils** (ed. AF Richard), ASTM STP, v. 1014, p. 233-246, 1988.

LEROUEIL, S.; HAMOUCHE, K.; TAVENAS, F.; BOUDALI, M.; LOCAT, J.; VIRELY, D.; ROY, M.; La ROCHELLE, P.; LEBLOND, P. **Geotechnical Characterization and Properties of a Sensitive Clay from Québec.** In symposium on characterization and engineering properties of natural soils, Singapura, v.1, p. 363-394, 2002.

LIDDEL, PETRA V., and David V. Boger. **"Yield Stress Measurements with the Vane."** Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics 63.2 (1996): 235-61. Web.

MASSAD, F. **Mecânica dos Solos Experimental.** 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

MASSAD, F. **Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

MIRANDA, Luiz Bruner de; CASTRO Belmiro Mendes e KJERFVE, Bjorn. **Princípios de Oceanografi a Física de Estuários.** São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2002.

MITCHELL, Billy. **The Six Sigma appeal (SPC).** Engineering Management Journal, v. 2, n. 1, p. 41-47, 1992.

MITCHELL, James Kenneth et al. **Fundamentals of soil behavior.** New York: John Wiley & Sons, 2005.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 1ª ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1976.

NASH, D. F. T.; POWELL, J. J. M.; LLOYD, I. M. **Initial Investigations of the Soft Clay Test Site at Bothkennar**. *Géotechnique*. Reino Unido, v.42, n.2, p. 163-181, 1992.

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

PINTO, Guilherme Pereira et al. **A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles brasileiros - 2017**. Site: <http://www.labbas.eng.uerj.br/pgeciv/nova/files/dissertacoes/136.pdf> 18/10/2022

ROSENQVIST, I. Th. **Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays**. *Geotechnique*, v. 3, n. 5, p. 195-200, 1953.

SÁ, Letícia Menezes Santos; CAVALCANTE, Erinaldo Hilário; ALMEIDA, Guilherme Bravo de Oliveira. **Determinação da Resistência ao Cisalhamento Não Drenada (Su) por Diferentes Métodos, para um Depósito de Solo Mole da Região da Barra dos Coqueiros - SE**. Artigo. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 9º, p. 1-10, junho, 2019. Disponível em: <http://pvista.proevento.com.br/qe/subpaper/upload/606775_207_6861__6659___Artigo_Final_Sefe_9__1_.pdf>. Acesso em: dez. De 2020.

SANDRONI, Sandro Salvador; BARRETO, Elaine Cristina Gomes. **Avaliação de Risco de Flowslide em Solos Sedimentares Moles: Qual a Técnica Mais Adequada**. 2016.

SANTOS, P. DE S. **Ciência e Tecnologia de Argilas**. 1 ed., v. 2. São Paulo: Editora Edgard Blucher LTDA., 1989.

SANTOS, P.S. (1975), **Tecnologia de Argilas, Aplicada às Argilas Brasileiras**. Edgar Blücher, Editora da Universidade de São Paulo, v. 1.

SCHLUE, Benjamin F.; MÖRZ, Tobias; KREITER, Stefan. **Effect of rod friction on vane shear tests in very soft organic harbour mud**. *Acta Geotechnica*, v. 2, n. 4, p. 281-289, 2007.

SCHNAID, F. ODEBRECHT E.; **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 2000.

SILVA JUNIOR, Flávio Vieira da; MARQUES, Maria Esther Soares. **Caracterização mineralógica de argilas moles presentes nos arredores da reserva natural de Guaratiba: zona oeste do município do Rio de Janeiro**. *Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais*, v. 9, n. 7, p. 12-24, 2018.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. **The Sensitivity of Clays**. *Géotechnique*. Reino Unido, v.3, n.1, p. 30-53, 1952.

SKEMPTON, A. W. **The Colloidal Activity of Clay.** In **proceedings of the third international conference on soil mechanics and foundations engineering.** Zurich, v.1, p. 57-61, 1953.

SOUZA, Keulle Oliveira da et al. **Desabamento do porto de Santana-AP em março de 2013:** Perspectivas de um impacto socioambiental sobre o Rio Amazonas, Brasil. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 04, ed. 12, vol. 05, pp. 48-64. Dezembro de 2019. Disponível em: <<https://www.nucleodoconhecimento.com.br/meio-ambiente/desabamento-do-porto-de-santana-ap>>. Acesso em: dez de 2020.

SUGUIO, Kenitiro. **Geologia sedimentar.** Editora Blucher, 2003.

TAVENAS, F. et al. **The permeability of natural soft clays.** Part I: Methods of laboratory measurement. Canadian Geotechnical Journal, v. 20, n. 4, p. 629-644, 1983.

TEIXEIRA, M. A.; MAGALHÃES, PSG; BRAUNBECK, O. A. **Equipamento para extração de amostras indeformadas de solo.** Revista brasileira de ciência do solo, v. 24, n. 4, p. 693-699, 2000.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI, Gholamreza. **Soil mechanics in engineering practice.** John Wiley & Sons, 1996.

TERZAGHI, K.; FROLICH, O. K. **Theory of settlement of clay layers.** Franz Deuticke, Leipzig, 1936.

UNGR, Oldrich; LEROUEIL, Serge; PICARELLI, Luciano. **The Varnes classification of landslide types, an update.** Landslides, v. 11, n. 2, p. 167-194, 2014.

ULLAH, Ahad. **Application of vane shear tools to asse.** Research Journal of Engineering, v. 6, n. 1, p. 1-4, 2017.

UNCLES, R. J. **Estuarine physical processes research: some recent studies and progress.** Estuarine, Coastal and Shelf Science, v. 55, n. 6, p. 829-856, 2002.

WESLEY, Laurence D. **Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils.** John Wiley & Sons, 2009.

WHYTE, I. L. **Soil plasticity and strength--a new approach using extrusion.** Ground Engineering, v. 15, n. 1, 1982.