

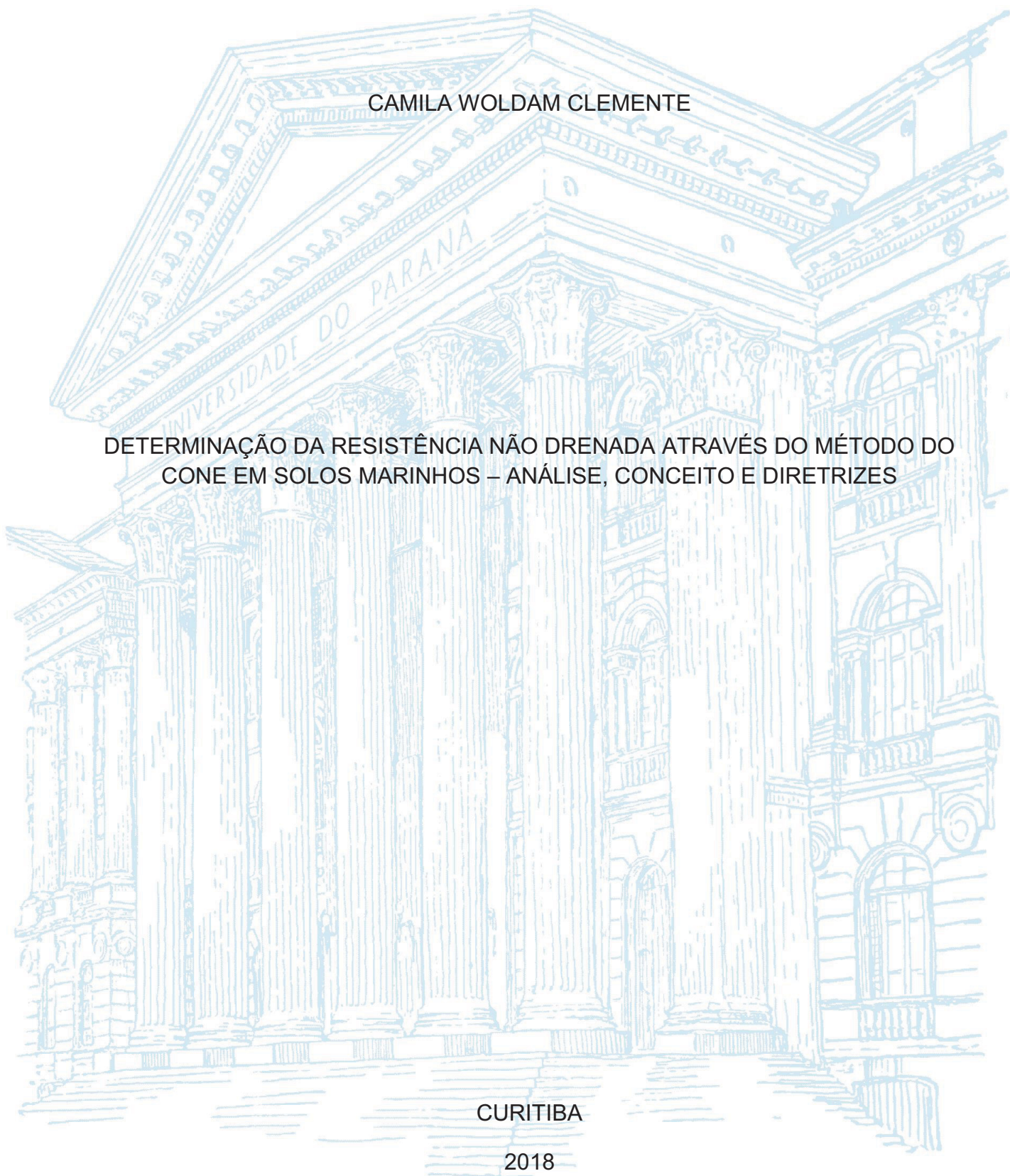
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

CAMILA WOLDAM CLEMENTE

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA ATRAVÉS DO MÉTODO DO
CONE EM SOLOS MARINHOS – ANÁLISE, CONCEITO E DIRETRIZES

CURITIBA

2018



CAMILA WOLDAM CLEMENTE

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA ATRAVÉS DO MÉTODO DO
CONE EM SOLOS MARINHOS – ANÁLISE, CONCEITO E DIRETRIZES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC – Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Vítor Pereira Faro.

Co-orientadora: Prof. Dra. Monica Moncada.

CURITIBA

2018

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

C626d

Clemente, Camila Woldam

Determinação da resistência não drenada através do método do cone em solos marinhos: análise, conceito e diretrizes / Camila Woldam Clemente. – Curitiba, 2018.

107 p. : il. color.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação Engenharia de Construção Civil, 2018.

Orientador: Vítor Pereira Faro – Coorientador: Monica Priscilla Hernandez Moncada.

Bibliografia: p. 99-104.

1. Geotécnica marinha. 2. Sedimentos marinhos. 3. Mecânica do solo. 4. Drenagem. I. Universidade Federal do Paraná. II. Faro, Vítor Pereira. III. Moncada, Monica Priscilla Hernandez. IV. Título.

CDD: 551.46

Bibliotecário: Elias Barbosa da Silva CRB-9/1894



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da dissertação de Mestrado de CAMILA WOLDAM CLEMENTE intitulada: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA ATRAVÉS DO MÉTODO DO CONE EM SOLOS MARINHOS: ANÁLISE, CONCEITO E DIRETRIZES, após terem inquirido a aluna e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

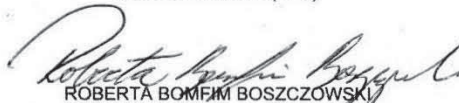
Curitiba, 09 de Maio de 2018.


VITOR PEREIRA FARO

Presidente da Banca Examinadora (UFPR)


MONICA PRISCILLA HERNANDEZ MONCADA

Avaliador Externo (UFF)


ROBERTA BOMFIM BOSZCZOWSKI

Avaliador Externo (UFPR)


SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA

Avaliador Interno (UFPR)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por tudo e principalmente, por ter me dado forças para superar as dificuldades e muita fé para percorrer este caminho.

Aos meus pais Heliton e Cássia por terem me apoiado desde sempre, pelo carinho e paciência mesmo nos momentos mais difíceis e por incentivarem o estudo em minha vida. Ao meu irmão Henrique pelo incentivo e pela compreensão.

Aos amigos e familiares, obrigada por acreditar em mim, pelo apoio e por todos os momentos que compartilhamos.

À Professora Dra. Monica Moncada, por quem tenho enorme admiração, e por todos os ensinamentos que me fizeram crescer como profissional e acadêmica.

Ao Professor Dr. Vítor Pereira Faro por me orientar nesta trajetória do mestrado, pelos momentos de incentivo e pelo conhecimento compartilhado.

À Universidade Federal do Paraná pelos conhecimentos fornecidos ao longo desses anos.

À Fugro pelo suporte técnico e incentivo à pesquisa.

RESUMO

O estudo da resistência não drenada de um solo é relevante nas análises em termos de tensões totais. A condição não drenada é a situação avaliada em investigações de curto prazo ou no final de obra, momentos que correspondem ao crítico. A resistência não drenada é a resistência ao cisalhamento mobilizada pelo solo quando este é carregado rapidamente sem condições de drenagem da água intersticial e pode ser determinada através de ensaios de campo e de laboratório. Geralmente os ensaios de campo fornecem valores de resistência não drenada de forma mais rápida e em maior quantidade do que os ensaios de laboratório, entretanto alguns desses valores são baseados em formulações empíricas. O objetivo da presente pesquisa é determinar a resistência não drenada através do método do Fall cone, desenvolvido por John Olsson na Suécia entre 1914 e 1922. Com a finalidade de avaliar a aplicabilidade do equipamento de Fall cone, a resistência não drenada foi obtida por ensaios clássicos, como ensaio de palheta de laboratório e ensaio triaxial não adensado e não drenado (UU). Foram ensaiadas 16 amostras de solo de origem offshore com diferentes características geotécnicas. A caracterização geotécnica das amostras (análise granulométrica, massa específica real dos grãos, limites de Atterberg) também foi determinada para complemento do banco de dados e posterior análise. O ensaio de Fall cone apresenta compatibilidade com os ensaios convencionais (ensaio triaxial UU e ensaio de palheta de laboratório), além de ser um método simples e de rápida execução, pode ser considerado como uma alternativa para complementar e dar suporte às estimativas de resistência não drenada de solos moles.

Palavras-chave: Resistência não drenada. Ensaio de Fall cone. Amostras marinhas.

ABSTRACT

The study of undrained shear strength of the soil is relevant in the analyzes in terms of total stresses. The undrained condition is the situation evaluated in short-term investigations or at the end of the construction, moments that correspond to the critic. The undrained shear strength is the shear strength mobilized by the soil when it is rapidly loaded without interstitial water drainage conditions and it can be determined through field and laboratory tests. Usually field tests provide undrained shear strength faster and in greater quantity than laboratory tests, however some of these values are based on empirical formulations. The aim of the present research is to determine the undrained shear strength by the Fall cone test, developed by John Olsson in Sweden between 1914 and 1922. In order to assess the applicability of the Fall cone equipment, the undrained shear strength was obtained by other tests, such as laboratory vane test and unconsolidated undrained triaxial test (UU). It were tested 16 Brazilian soil samples with different geotechnical characteristics and offshore origin. The geotechnical characterization of samples (grain-size distribution, specific gravity and Atterberg limits) also was determined to complement the database and subsequent analysis. The Fall cone test is compatible with conventional tests (triaxial UU test and laboratory vane test) and is a simple and fast execution method, it can be considered as an alternative to complement and support undrained shear strength estimates from soft soils.

Keywords: Undrained shear strength. Fall cone test. Offshore samples.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - PERFIS MAIS COMUNS DE DEPÓSITOS DE ARGILAS MOLES	17
FIGURA 2 - TENSÕES NA RUPTURA	21
FIGURA 3 - ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO	24
FIGURA 4 - CONE SUECO OU FALL CONE	26
FIGURA 5 - DETERMINAÇÃO DE UM PONTO DE ENSAIO	27
FIGURA 6 - VALORES RECOMENDADOS DO FATOR DE CORREÇÃO	29
<i>FIGURA 7 - PENETRAÇÃO DO CONE X RESISTÊNCIA NÃO DRENADA</i>	<i>30</i>
FIGURA 8 - COMPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PELO FALL CONE (FCT) E COMPRESSÃO SIMPLES (UCT)	31
FIGURA 9 – CONJUNTO MOLA MAIS PALHETA	33
FIGURA 10 - PRINCÍPIO DO ENSAIO TRIAXIAL	36
FIGURA 11 - ESQUEMA DOS CÍRCULOS DE MOHR PARA CONDIÇÃO ZERO ...	38
FIGURA 12 - PRINCÍPIO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES	39
FIGURA 13 - AMOSTRADOR DE TUBO ABERTO (TIPO SHELBY)	42
FIGURA 14 - ÁREA DE COLETA DAS AMOSTRAS PRÓXIMO À COSTA BRASILEIRA	46
FIGURA 15 - PERFIS GEOTÉCNICOS DAS ARGILAS DO RIO DE JANEIRO	47
FIGURA 16 - EQUIPAMENTO DE FALL CONE	49
FIGURA 17 - RECIPIENTES UTILIZADOS NO ENSAIO DE FALL CONE	51
FIGURA 18 - DETERMINAÇÕES DE PONTOS DE ENSAIO (AUTORA, 2018)	51
FIGURA 18 - DETERMINAÇÕES DE PONTOS DE ENSAIO	52
FIGURA 19 - EQUIPAMENTO DO ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO	53
FIGURA 20 - EQUIPAMENTO TRIAXIAL	54
FIGURA 21 - MOLDAGEM E RUPTURA DE UM CORPO DE PROVA	55
FIGURA 22 - CURVA GRANULOMÉTRICA DAS AMOSTRAS	57
FIGURA 23 - CARTA DE PLASTICIDADE	59
FIGURA 24 - GRÁFICO SU X ROTAÇÃO PARA CONDIÇÃO INDEFORMADA	62
FIGURA 25 - GRÁFICO SU X ROTAÇÃO PARA CONDIÇÃO AMOLGADA	63
FIGURA 26 – CÍRCULOS DE MOHR	65
FIGURA 27 - GRÁFICO RESISTÊNCIA NÃO DRENADA X PENETRAÇÃO	75
FIGURA 28 - VARIAÇÃO DA PENETRAÇÃO (mm) PARA AS AMOSTRAS ESTUDADAS	76
FIGURA 29 - GRÁFICO DA PENETRAÇÃO (mm) X MASSA (g)	78
FIGURA 30 - ANÁLISE DO ÂNGULO VERSUS RESISTÊNCIA NÃO DRENADA ...	79
FIGURA 31 - ANÁLISE DO ÂNGULO VERSUS PENETRAÇÃO	79
FIGURA 32 - CORRELAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE FALL CONE E A FÓRMULA PROPOSTA (EQUAÇÃO 12) PARA A CONDIÇÃO INDEFORMADA ...	80
FIGURA 33 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CONE, TRIAXIAL UU, PALHETA DE LABORATÓRIO E FÓRMULA	82

FIGURA 34 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE TRIAXIAL UU E FALL CONE.....	85
FIGURA 35 – COMPARAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE PLASTICIDADE E RESULTADOS PELO CONE	86
FIGURA 36 - COMPARAÇÃO ENTRE O PERCENTUAL DE FINOS E OS RESULTADOS DE CONE.....	86
FIGURA 37 - COMPARAÇÃO ENTRE A SENSIBILIDADE E OS RESULTADOS DE CONE.....	87
FIGURA 38 - GRÁFICO RESISTÊNCIA NÃO DRENADA X PENETRAÇÃO	88
FIGURA 39 - COMPORTAMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA OS DIFERENTES RECIPIENTES CONSIDERANDO O CONE 1.....	91
FIGURA 40 - COMPORTAMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA OS DIFERENTES RECIPIENTES CONSIDERANDO O CONE 2.....	92
FIGURA 41 - COMPORTAMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA OS DIFERENTES RECIPIENTES CONSIDERANDO O CONE 3.....	93
FIGURA 42 - CORRELAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE FALL CONE E A FÓRMULA ENCONTRADA PARA CONDIÇÃO AMOLGADA.....	95
FIGURA 43 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CONE E PALHETA DE LABORATÓRIO	96

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE ALGUNS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES MARINHOS BRASILEIROS	19
TABELA 2 – RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE ALGUNS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES E MUITO MOLES BRASILEIROS.....	22
TABELA 3 – MEDIDAS TÍPICAS DE MASSA E ÂNGULO DE ABERTURA DO CONE	26
TABELA 4 - VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA SOLOS BRASILEIROS	32
TABELA 5 - GUIA PARA ESCOLHA DA MOLA.....	34
TABELA 6 - VALORES DE SENSIBILIDADE PARA SOLOS BRASILEIROS.....	35
TABELA 7 - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS PARA DETERMINAÇÃO DE S_u	40
TABELA 8 - RESUMO DOS ENSAIOS EXECUTADOS	45
TABELA 9 - IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS UTILIZADAS.....	48
TABELA 10 - ESPECIFICAÇÃO DOS CONES	50
TABELA 11 - DIMENSÕES DOS RECIPIENTES	50
TABELA 12 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS, LIMITE DE LIQUIDEZ E LIMITE DE PLASTICIDADE, E CÁLCULO DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE E ATIVIDADE	58
TABELA 13 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	60
TABELA 14 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE PALHETA DE LABORATÓRIO	61
TABELA 15 - EQUAÇÕES DO ENSAIO TRIAXIAL UU	64
TABELA 16 - RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL UU	64
TABELA 17 - RESULTADOS DE FALL CONE PARA CONDIÇÃO INDEFORMADA	67
TABELA 18 - RESULTADOS DE FALL CONE FEITOS NO PRÓPRIO AMOSTRADOR PARA CONDIÇÃO AMOLGADA	68
TABELA 19 – RESUMO DOS RESULTADOS DE CONE PARA CONDIÇÃO AMOLGADA E INDEFORMADA NO AMOSTRADOR	70
TABELA 20 - RESULTADOS DE FALL CONE FEITOS NO RECIPIENTE ISO17892-6 PARA CONDIÇÃO AMOLGADA	71
TABELA 21 - RESULTADOS DE CONE FEITOS NO RECIPIENTE KARLSSON (1981) PARA CONDIÇÃO AMOLGADA.....	72
TABELA 22 - RESULTADOS DE FALL CONE FEITOS NO RECIPIENTE CLEMENTE (2015) PARA CONDIÇÃO AMOLGADA	73
TABELA 23 - VALORES DE PENETRAÇÃO PARA CADA CONE NA CONDIÇÃO INDEFORMADA.....	77
TABELA 24 - VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA TRIAXIAL UU E CONE.....	84

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1. OBJETIVOS.....	14
1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	14
2. CONCEITOS GERAIS	16
2.1. ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS MOLES.....	16
2.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS MOLES.....	18
2.3. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....	20
2.3.1. Obtenção da resistência não drenada.....	23
2.3.1.1. Fall Cone ou Cone Sueco (FCT).....	25
2.3.1.2. Ensaio de palheta de laboratório ou Mini vane (LVT).....	32
2.3.1.3. Compressão triaxial.....	35
2.3.1.4. Compressão simples.....	38
2.3.1.5. Fórmulas empíricas.....	39
2.4. AMOSTRAGEM DE SOLOS.....	41
3. MATERIAIS E MÉTODOS	45
3.1. APRESENTAÇÃO DOS MATERIAIS ESTUDADOS.....	45
3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	48
3.3. ENSAIO DE FALL CONE.....	49
3.4. ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO (<i>MINI VANE</i>).....	52
3.5. ENSAIO TRIAXIAL UU.....	53
4. RESULTADOS OBTIDOS	56
4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	56
4.2. ENSAIOS DE PALHETA DE LABORATÓRIO (<i>MINI VANE</i>).....	60
4.3. ENSAIOS TRIAXIAIS UU.....	64
4.4. ENSAIOS DE FALL CONE.....	66
5. ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÃO	74
5.1. CONDIÇÃO INDEFORMADA.....	74
5.1.1. Fórmula proposta.....	80
5.2. CONDIÇÃO AMOLGADA.....	87
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	97
REFERÊNCIAS	99

ANEXOS	105
---------------------	-----

1. INTRODUÇÃO

A engenharia civil utiliza o solo em várias situações, como fundações para apoiar estruturas e aterros, como material de construção e estão presentes em situações de escavações (LAMBE; WHITMAN, 1969). A obtenção de parâmetros geotécnicos precisos está ligada com a qualidade, segurança e viabilidade dos projetos de engenharia (YANEZ; GONÇALVES, 2010).

A presença de depósitos de argilas moles ao longo da costa brasileira incentiva seu estudo, dado que a determinação das características deste tipo de solo é fundamental para locação de infraestrutura industrial e urbana (HALLAL; SCHANAID; DIAS, 2002). A Baixada Fluminense e a Baixada Santista são alguns dos depósitos estudados para fins de projeto e pesquisa (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Para a determinação de parâmetros geotécnicos em solos moles devem ser consideradas algumas situações, como variabilidade natural do terreno, obtenção de dados experimentais, análise de estabilidade e recalques, além dos parâmetros de resistência, de deformabilidade e de condutividade hidráulica (LEMOS, 2014).

A resistência não drenada é parâmetro importante em projetos de engenharia geotécnica, conhecida como a resistência ao cisalhamento que o solo possui quando solicitado por um carregamento rápido sem que haja drenagem da água intersticial. Pode ser determinada através de ensaios de campo e de laboratório, usualmente os ensaios de campo geram dados de resistência não drenada de maneira mais rápida e em maior quantia do que os ensaios de laboratório, porém alguns desses dados são baseados em correlações empíricas (LEMOS, 2014).

Para determinação da resistência não drenada em laboratório podem ser utilizados os seguintes ensaios: compressão simples, ensaio triaxial não adensado não drenado (UU – *unconsolidated undrained*), ensaio de *Fall cone* e ensaio de palheta de laboratório (*Mini Vane*). Os ensaios de *Fall cone* (FCT) e palheta de laboratório (LVT) apresentam vantagens como a simplicidade, rapidez e baixo custo em que são obtidas as medições de resistência não drenada, permitindo um maior número de ensaios em determinada amostra se comparado com os ensaios clássicos (LEMOS, 2014).

Entre 1914 e 1922, John Olsson, membro do *Geotechnical Commission of the Swedish State Railways*, desenvolveu um equipamento para determinar a consistência de argilas (GARNEAU et al., 1977). O Cone Sueco – *Fall cone* ou *Swedish cone* – foi criado para obter de maneira simples e rápida os valores de limite de liquidez e resistência não drenada, o que encorajou muitos países, como Canadá, Suécia e Inglaterra, a adotá-lo como equipamento padronizado por norma (TANAKA et al, 2012).

O método de *Fall cone* é composto por um cone de metal com determinada massa e ângulo de abertura suspenso sobre a superfície horizontal de uma amostra de solo, somente com a ponta do cone tocando a superfície. O cone é solto sob seu próprio peso e a penetração do cone na amostra é medida (KARLSSON, 1961). O equipamento de *Fall cone* é um método simples e rápido para determinação da resistência não drenada, que pode ser interpretado em termos de mecânica simples (KOUMOTO; HOULSBY, 2001).

Uma das vantagens práticas do *Fall cone* é que o ensaio pode ser executado em alguns minutos, obtendo o resultado de resistência através de uma formulação simples e permitindo rápida identificação de uma argila quanto às propriedades índices e físicas (GARNEAU; LEBIHAN, 1977). No ensaio de palheta de laboratório, a influência do tempo pode interferir nos resultados de duas maneiras distintas, primeiramente na demora entre a inserção da palheta e o início da rotação, e a velocidade de rotação (PÉREZ-FOGUET et al., 1998). O ensaio triaxial não adensado não drenado (UU) é considerado rápido porque não há drenagem durante o ensaio e não tem fase de adensamento, portanto o fator tempo depende principalmente da velocidade de cisalhamento escolhida.

A intenção desta pesquisa é demonstrar a aplicabilidade do dispositivo em solos brasileiros para determinação da resistência não drenada, verificando se os valores obtidos são consistentes quando comparados à ensaios clássicos. Serão apresentados os resultados dos ensaios de compressão triaxial não adensado não drenado (UU), ensaio de palheta de laboratório (*Mini Vane*) e de *Fall cone*.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral da pesquisa é determinar e analisar a resistência não drenada de várias amostras de solos, de origem marinha, através de ensaios de *Fall cone* (FCT) e estabelecer diretrizes para sua utilização.

Os objetivos específicos da presente pesquisa são:

- Determinação experimental da resistência não drenada de amostras de solo utilizando o método do *Fall Cone*, considerando diferentes tipos de cone para a condição indeformada e amolgada. Na condição amolgada serão executados os ensaios em diferentes recipientes para verificação da interferência das dimensões nos resultados;
- Execução de ensaios de compressão triaxial não adensado não drenado (UU) nas amostras na condição indeformada;
- Execução de ensaios de palheta de laboratório nas condições indeformada e amolgada;
- Avaliação dos resultados de resistência não drenada obtidos pelo método do Cone, considerando os três tipos de cone mais usuais e diferentes recipientes;
- Avaliação comparativa dos resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de triaxial UU, ensaios de palheta de laboratório e Cone e formulações mais clássicas.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

De forma a facilitar o entendimento da presente pesquisa, o trabalho foi organizado em 6 capítulos. Inicialmente, o capítulo 1 apresenta as considerações iniciais, justificativas e os objetivos a serem desenvolvidos.

No capítulo 2 são descritos os conceitos e definições básicas que serão utilizadas no presente trabalho e as metodologias de ensaio de laboratório de solos que foram empregados para compor os dados de análise.

No capítulo 3 são apresentados os materiais utilizados e descritos os equipamentos e procedimentos de execução empregados no programa de pesquisa.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório realizados (*Fall Cone*, palheta de laboratório, triaxial não adensado não

drenado (UU), análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, limites de liquidez e plasticidade) e o parâmetro de resistência não drenada do solo.

O capítulo 5 trata da análise e discussão dos resultados, comparando os métodos de ensaio para obtenção da resistência não drenada e verificando a compatibilidade e consistência dos dados.

O capítulo 6 demonstra as conclusões atingidas com a presente pesquisa e indica sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas e anexos.

2. CONCEITOS GERAIS

Neste capítulo será apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre solos moles e argilas marinhas. Também serão abordados conceitos relacionados à determinação da resistência não drenada (S_u), assim como métodos diretos e indiretos para sua obtenção.

2.1. ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS MOLES

O solo pode ser classificado através do método de formação como sedimentar ou residual. Nos solos sedimentares, o sedimento é formado a partir de intemperismo físico e químico de rochas e sofrem a ação de agentes transportadores, como água, gravidade, gelo, ar e organismos. Os solos residuais são formados a partir do intemperismo em rochas, porém não são transportados como os sedimentos e se acumulam no local da rocha de origem. Já os solos de aterro são um depósito de solo feito pela ação humana (LAMBE; WHITMAN, 1969).

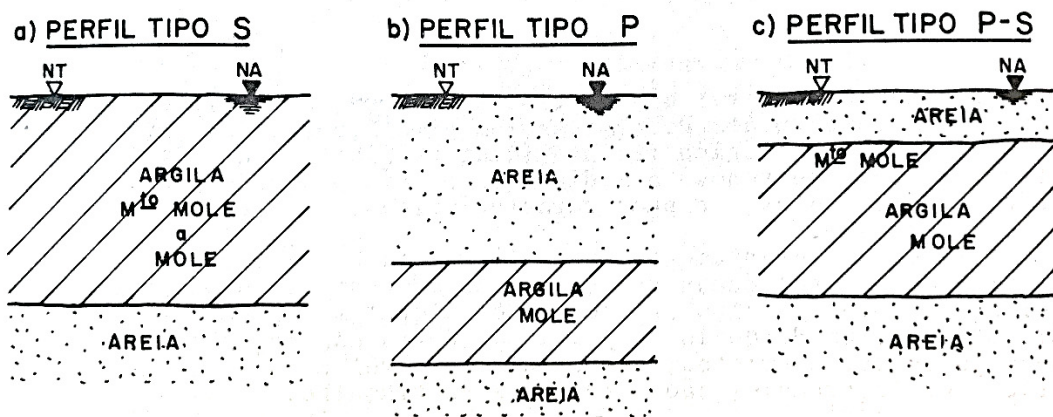
Os solos moles são solos sedimentares em que a fração de argila apresenta comportamento compressível e coesivo e uma baixa resistência a penetração ($N_{SPT} < 4$) (MASSAD, 2010), sendo que N_{SPT} é o número de golpes necessários para cravar os 30 centímetros finais do amostrador SPT (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Para a norma NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio (2001), os solos classificados como moles apresentam N_{SPT} entre 3 e 5, e os solos considerados muito moles indicam valores de N_{SPT} menores que 2. Segundo Almeida e Marques (2014), para solos moles a muito moles, o número de golpes para penetração dos últimos 30 centímetros é, em geral, zero.

Os depósitos de argilas com consistência mole a muito mole podem ser encontrados nos mais variados ambientes de deposição, como em regiões fluviais e em planícies costeiras, e apresentam formação geológica recente (quaternárias) (MASSAD, 2010). De acordo com Massad (2010), vários aspectos afetam a sedimentação dos solos, tais como velocidade das águas, a quantidade e a composição da matéria em suspensão da água, salinidade e floculação de partículas e a presença de matéria orgânica.

Segundo Baroni (2016), os depósitos de solo mole encontrados no litoral brasileiro foram constituídos a partir de grãos minerais (inorgânicos) formados por intemperismo em rochas existentes na bacia de contribuição local e por matéria orgânica (turfa), resultante da degradação de plantas e animais presentes no ecossistema da região.

Devido aos variados tipos de perfis formados pelos depósitos de solos moles, Barata e Danziger (1986) desenvolveram três perfis simplificados mais comuns do litoral brasileiro baseados em estudos anteriores sobre o assunto e que são apresentados na figura 1. Os exemplos mais significativos e conhecidos de depósitos de solos moles são na Baixada Santista, na Baixada Fluminense, na foz do rio Guaíba, nos Alagados de Recife e Salvador, entre outros (BARATA, DANZIGER; 1986).

FIGURA 1 - PERFIS MAIS COMUNS DE DEPÓSITOS DE ARGILAS MOLES



FONTE: BARATA; DANZIGER, 1986.

No perfil tipo S, a camada de argila de baixa consistência está posicionada na superfície do terreno e acima de uma camada de areia. No perfil tipo P, a argila está localizada em profundidade e subjacente a uma espessa camada de areia (podendo esta ser compacta ou fofa). O perfil tipo P-S é um caso intermediário em que a camada superior de areia é menor que a camada de argila (BARATA; DANZIGER, 1986).

2.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS MOLES

A natureza e o arranjo dos átomos numa partícula de solo influenciam na permeabilidade, compressibilidade e resistência, especialmente em solos mais finos (LAMBE; WHITMAN, 1969). As argilas apresentam uma composição química mais complexa e são formados essencialmente por partículas microscópicas e sub-microscópicas derivadas da decomposição química das rochas, também chamadas de argilominerais (TERZAGHI et al., 1996). A interação entre as partículas de argila (constituição mineralógica, tamanho e forma), a água e o ambiente químico são os principais responsáveis pelas propriedades do solo em que estão inseridos (LAMBE, WHITMAN, 1969).

Os argilominerais são silicatos de alumínio cristalinos dispostos em uma estrutura reticular na qual os átomos estão ordenados em camadas. O arranjo e composição química destas camadas determinam o tipo de argilomineral. São formados por duas unidades básicas: tetraedro de sílica e octaedro de alumina, e dispostos em três grupos principais: caulinita, illita e montmorilonita (TERZAGHI et al., 1996).

A caulinita é um dos argilominerais mais comuns em solos residuais e sedimentares, composta por uma camada de octaedro de alumínio e uma camada de tetraedro de sílica ligados por oxigênio compartilhados (TERZAGHI et al., 1996). A caulinita é a mais estável na presença de água e se torna plástica para valores de umidade relativamente baixos (MITCHELL; SOGA, 2005).

A illita, também chamada de hidromica, é mais comum em argilas duras e consiste em uma lâmina de gibsita (combinação de vários octaedros de alumínio) ligada a duas camadas de sílica, uma na parte superior e outra na parte inferior; as camadas de illita são ligadas por íons potássio (ligação estável) (MITCHELL; SOGA, 2005).

A montmorilonita tem uma estrutura parecida com a illita e está presente em algumas argilas e solos residuais derivados de cinzas vulcânicas (TERZAGHI et al., 1996). Estes argilominerais apresentam grande capacidade de troca catiônica e uma adsorção elevada de água, sob certas condições de umidade demonstram grandes variações volumétricas.

A constituição mineralógica do solo mole é um dos elementos que mais influenciam o seu comportamento (PÓVOA, 2016). A determinação dos parâmetros

e comportamentos de solos moles estão relacionados também com a formação geológica, histórico de carregamentos e características locais. Dessa maneira, uma mesma área pode apresentar depósitos com diferentes parâmetros geotécnicos (BARAN, 2014). As principais características dos solos moles são alta compressibilidade, baixa permeabilidade e reduzida resistência ao cisalhamento (LE MOS, 2014). As características geotécnicas de alguns depósitos de solos moles marinhos brasileiros estão indicadas na tabela 1 a seguir.

TABELA 1 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE ALGUNS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES MARINHOS BRASILEIROS

Propriedades do solo	Planícies de Santos (SP)	Sarapuí (RJ)	Porto de Rio Grande (RS)	Recife (PE)	Porto de Sergipe (SE)
	Sudeste	Sudeste	Sul	Nordeste	Nordeste
Espessura da argila (m)	<50	11	40	19	7
W_n (%)	90 - 140	100 - 170	45 - 85	40 - 100	40 - 60
W_L (%)	40 - 150	60 - 150	40 - 90	50 - 120	50 - 90
IP (%)	15 - 90	30 - 110	20 - 60	15 - 66	20 - 70
Argila (%)	20 - 80	20 - 80	34 - 96	40 - 70	65
Peso específico natural (kN/m^3)	13,5 - 15,5	13	15 - 17,8	15,1 - 16,4	16
Atividade	1,0 - 2,2	1,4 - 2,3	0,6 - 1,0	0,4 - 1,0	0,5 - 1,0
Sensibilidade	4,0 - 5,0	4,3	2,5	-	4,0 - 6,0
Teor de matéria orgânica (%)	2,0 - 7,0	4,0 - 6,5	-	3,0 - 10,0	-
$C_c/(1+e_0)$	0,33 - 0,51	0,36 - 0,41	0,31 - 0,38	0,45	0,31 - 0,43
C_s/C_c	0,09 - 0,12	0,10 - 0,15	-	0,10 - 0,15	0,10
C_v (campo)/ C_v (laboratório)	15 - 100	20 - 30	-	-	-
S_u (kPa) - Ensaio de palheta	8,0 - 40,0	8,0 - 20,0	50,0 - 90,0	2,0 - 40,0	12,0 - 25,0
G_{50}/S_u	80	87	-	-	45 - 100
S_u/σ'_{vm}	0,28 - 0,30	0,35	0,30	0,28 - 0,32	0,22 - 0,24
Φ' (°)	19 - 24	25 - 30	23 - 29	25 - 28	26 - 30

Legenda: W_n – umidade natural in situ, W_L – limite de liquidez, IP – índice de plasticidade, C_c – índice de compressão, e_0 – índice de vazios inicial, C_s – índice de expansão ou de recompressão, C_v – coeficiente de adensamento, S_u – resistência não drenada, G_{50} – módulo cisalhante a pequenas deformações para 50% da tensão cisalhante máxima, Φ' – ângulo de atrito efetivo interno do solo.

Fonte: LACERDA; ALMEIDA (1995) citado por ALMEIDA; MARQUES (2014).

A obtenção de parâmetros geotécnicos de um depósito de solos de baixa consistência pode ser dividida em investigação geológica-geotécnica de campo e de laboratório. Através dessas investigações pode-se compreender a distribuição dos vários tipos de solo na área de estudo, assim como o mapeamento das condições geológicas e climáticas e sua história geológica. Os resultados obtidos podem ser correlacionados com estudos e experiências de depósitos de solos similares de outros lugares (KORT, 2013).

2.3. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

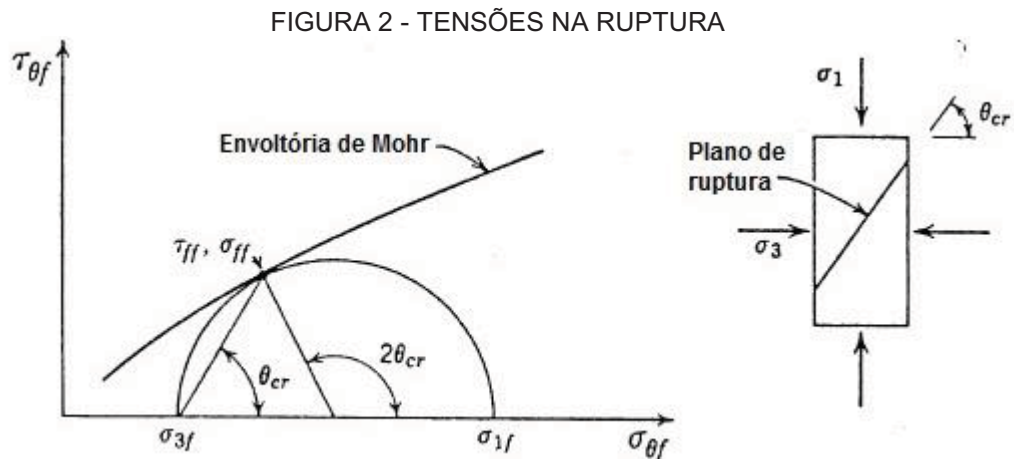
Nos problemas práticos, a resistência não drenada surge quando o carregamento sobre o solo aumenta mais rapidamente do que a taxa de dissipação da poropressão induzida. Em solos saturados, a ruptura na condição não drenada é equivalente a mobilizar a resistência ao cisalhamento durante o volume constante, portanto não está associada à mudança na água presente no solo (TERGAZHI et al., 1996). Este conceito de resistência ao cisalhamento não drenada é parâmetro importante para as argilas, no caso das areias a resistência não drenada se torna relevante para problemas com carregamentos dinâmicos (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Os estudos sobre a resistência ao cisalhamento de um solo em termos de coesão (c) e ângulo de atrito (Φ) iniciaram com Coulomb em 1773, em que a tensão de cisalhamento (τ) no plano de ruptura pode ser estimada através de uma função linear da tensão normal (σ). A teoria de ruptura em materiais foi desenvolvida por Otto Mohr em 1900 e demonstrava que a ruptura de um material se dá através da associação entre as forças de cisalhamento e normal. A equação a seguir é chamada de critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \cdot tg\Phi \quad (1)$$

Esta equação pode ser representada graficamente através dos círculos de Mohr. Os círculos de Mohr representam o estado de tensões nos pontos de pico das curvas de tensão-deformação, então uma linha tangente ao círculo é determinada e esta é a chamada envoltória de ruptura de Mohr (LAMBE; WHITMAN, 1969). A figura 2 representa um solo em que a envoltória é tangente ao círculo, ou seja, significa que a resistência máxima foi alcançada em algum plano do solo. A inclinação do

plano de ruptura com o plano principal maior é dada pelo ângulo θ_{cr} . A tensão dada pelo plano principal maior é denominada σ_1 e a tensão pelo plano principal menor é chamada de σ_3 . O subscrito f na figura indica a condição de ruptura.



FONTE: LAMBE; WHITMAN, 1969.

A resistência não drenada é o valor máximo de esforço cisalhante que um solo saturado pode suportar sem apresentar deformações excessivas ou rompimento quando não há drenagem, ajustada através das condições de contorno ou velocidade de aplicação da carga. Na condição não drenada para argilas saturadas, a resistência ao cisalhamento adquire o mesmo valor de coesão, sendo que neste caso o ângulo de atrito é nulo.

O comportamento de uma argila durante o cisalhamento é muito mais complexo de se estimar do que de uma areia. Vários elementos como teor de umidade, tipo de argilomineral presente, histórico de tensões, temperatura, taxa de carregamento, drenagem durante o cisalhamento e estrutura do solo influenciam na resistência e a tentativa de se encontrar um valor único de resistência ao cisalhamento não é justificável (SRIDHARAN *et al.*, 1971). Terzaghi *et al.* (1996) afirmam que não é possível chegar a um único valor de resistência de um elemento de solo porque depende da maneira como ele é rompido. Processos de cisalhamento que maximizam a resistência da estrutura do solo e que minimizam o amolgamento mobilizam as maiores resistências não drenadas, ou seja, quanto mais rápido o cisalhamento for aplicado, maior será a resistência não drenada medida.

Na tabela 2 serão apresentados valores de resistência não drenada obtidos através do ensaio de palheta (*Vane test*) de alguns depósitos de argilas moles e muito moles da Barra da Tijuca e Recreio localizados no Rio de Janeiro e outros casos da literatura técnica.

TABELA 2 – RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE ALGUNS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES E MUITO MOLES BRASILEIROS

Local	S _u - Faixa de Variação (kPa)	Referência
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 1	3,0 - 38,0	Almeida e Marques (2014)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 2	4,0 - 18,0	Almeida et al. (2008b)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 3	7,0 - 41,0*	Almeida e Marques (2014)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 4	3,0 - 19,0	Crespo Neto (2004)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 5	5,0 - 23,0	Macedo (2004), Sandroni e Deotti (2008)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 6	2,0 - 23,0	Baroni (2010)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 7	2,0 - 19,0	Almeida e Marques (2014)
Barra da Tijuca e Recreio (RJ) - Área 8	4,0 - 22,0	Baroni (2010)
Barra da Tijuca (RJ)	1,0 - 22,0	Bedeschi (2004)
SESC/SENAC (RJ)	7,0 - 19,0	Almeida et al. (2001), Crespo Neto (2004)
Aeroporto Internacional Salgado Filho (RS)	10,0 – 30,0	Schnaid et al. (2001), Schnaid e Nacci (2000)
Aterro experimental próximo ao Rio Sarapuí (RJ)	6,0 – 14,0	Collet (1978)
Áreas de Baixada de Belém (PA)	10,0 – 30,0	Alencar et al. (2001)
Recife (PE)	2,0 – 40,0	Gusmão Filho (1986), Ferreira, Amorim e Coutinho (1986), Coutinho e Ferreira (1988)
Santos (SP)	10,0 – 60,0	Samara et al. (1982), Árabe (1995a), Massad (1985)

Legenda: * - valor obtido através do ensaio de piezocone para $N_{kt} = 13$, S_u – resistência não drenada.

Fonte: Adaptado de ALMEIDA; MARQUES (2014), SCHNAID; ODEBRECHT (2012) e FORMIGHERI (2003).

2.3.1. Obtenção da resistência não drenada

Para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) devem ser realizados ensaios de laboratório e ensaios de campo, pode-se observar que cada tipo de ensaio possui suas vantagens e desvantagens. Os ensaios de laboratório apresentam condições de contorno bem definidas, facilidade no controle da drenagem, conhecimento das trajetórias de tensão desde o início do ensaio, porém a medição da resistência é afetada pelo amolgamento antes do cisalhamento (TERZAGHI et al., 1996), seja na amostragem ou na moldagem do corpo de prova. Nos ensaios de campo, como o solo é ensaiado em seu ambiente natural consegue-se abranger um maior volume de solo e dependendo do tipo de ensaio utilizado, como ensaios de piezocone (CPTU), obtém-se medidas contínuas ao longo da profundidade. Como desvantagens dos ensaios de campo, citam-se grau de amolgamento e condições de drenagem desconhecidos, condições de contorno pouco precisas se comparadas com ensaios de laboratório (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Nos ensaios de campo, destacam-se os ensaios de palheta e piezocone (CPTU) para determinação da resistência não drenada. O ensaio de palheta, também conhecido como *vane test*, é normalmente utilizado para indicar a resistência não drenada (S_u) de solos argilosos e foi criado por John Olsson em 1919 na Suécia. O ensaio consiste em cravar uma palheta de seção cruciforme em argilas saturadas de mole a rija e submetê-la a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). O valor de resistência não drenada (S_u) é influenciado por diversas razões: atrito mecânico, características da palheta, plasticidade da argila, velocidade de rotação da palheta, amolgamento da amostra, heterogeneidade e anisotropia do solo (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Citam-se como vantagens do ensaio: a simplicidade e praticidade na obtenção da resistência não drenada do solo, porém como desvantagem cita-se o custo elevado. No Brasil, este ensaio é regulamentado pela norma ABNT NBR 10905 – Solo – Ensaios de palheta in situ – Método de ensaio (1989).

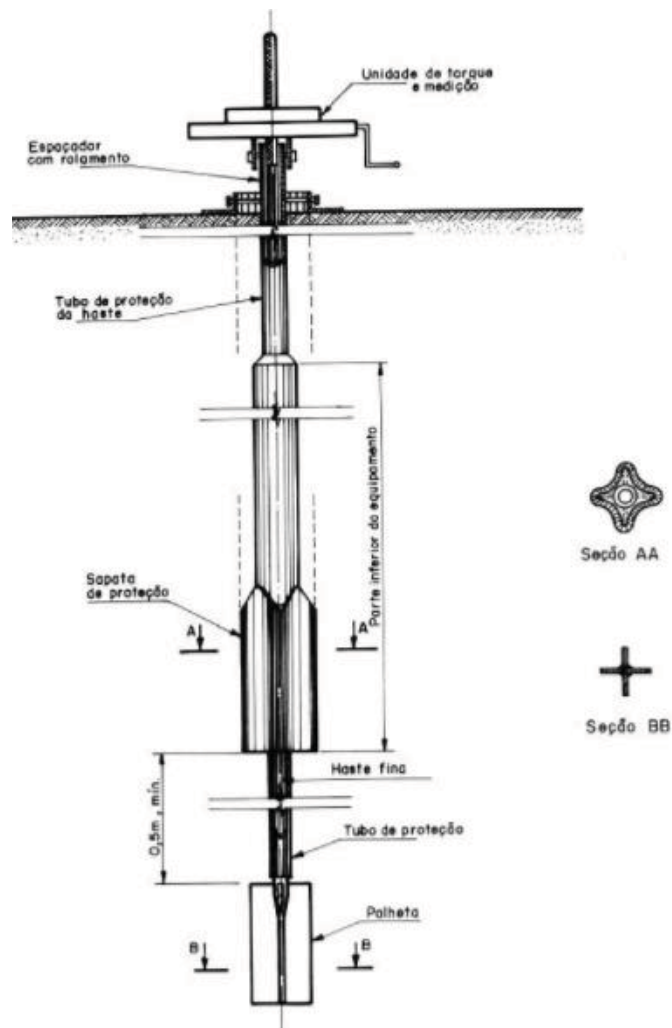
As hipóteses admitidas para o cálculo da resistência não drenada (S_u) são condição não drenada, solo isotrópico e resistência constante no entorno da palheta

(ALMEIDA; MARQUES, 2014). Para determinar a resistência não drenada em kPa utiliza-se a seguinte equação da norma NBR 10905:

$$Su = 0,86 \frac{T}{\pi \cdot D^3} \quad (2)$$

Sendo que T é o torque máximo medido em kN.m e D é o diâmetro da palheta em metros. A figura 3 mostra um esquema do ensaio de palheta de campo.

FIGURA 3 - ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO



FONTE: NBR 10905.

O ensaio piezocone (CPTU) é uma das mais versáteis ferramentas para a caracterização e estimativa do comportamento do perfil do solo, definição da estratigrafia do solo, traçado do perfil contínuo de resistência não drenada e determinação de parâmetros de adensamento do solo. Consiste na cravação de uma ponteira cônica a uma velocidade constante no terreno, obtendo medições

contínuas de resistência de ponta (q_c) ou resistência de ponta corrigida (q_t), atrito lateral (f_s) e poropressão na ponta (u_1), na base (u_2) ou na luva (u_3). Em solos moles, geralmente a sonda CPTU tem área de 10 cm², porém podem ser utilizadas sondas com áreas menores para acelerar o processo de dissipação de poropressões (ALMEIDA; MARQUES, 2014). A determinação da resistência não drenada neste ensaio é por meio de correlações empíricas, através da equação:

$$Su = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (3)$$

Sendo que σ_{v0} é a tensão total vertical inicial e N_{kt} é o fator de capacidade de carga encontrado pela aplicação da teoria do equilíbrio limite ou do método de trajetória de deformações (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Como citado anteriormente, os ensaios de campo apresentam condições de drenagem desconhecidas, condições de contorno pouco precisas e alguns utilizam de correlações empíricas. Em determinadas situações se fazem necessários ensaios de laboratório para complementar os dados ou obter informações mais precisas sobre a resistência de um solo. A seguir serão descritos os principais ensaios de laboratório utilizados na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada.

2.3.1.1. Fall Cone ou Cone Sueco (FCT)

O equipamento de Cone Sueco ou *Fall Cone* foi criado por John Olsson entre 1914 e 1922 no *Geotechnical Commission of the Swedish State Railways* para determinar a consistência de argilas (GARNEAU; LEBIHAN, 1977). O *Fall Cone* é utilizado para a determinação de limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade), sensibilidade de argilas e resistência não drenada para amostras indeformadas e amolgadas. Quando comparado a outros métodos de ensaio, o *Fall Cone* é extremamente simples, o que acarretou no seu amplo uso na Escandinávia (HANSBO, 1957). Devido à forma como foi desenvolvido e normatizado, o equipamento de *Fall Cone* reduz o erro associado ao operador (SOUSA, 2011).

O equipamento pode ser aplicado em amostras indeformadas e amolgadas. Para amostras indeformadas, os resultados dependem da qualidade da amostra. Devido aos possíveis efeitos de anisotropia e grau de saturação, a resistência não drenada pode variar e este valor encontrado não é obrigatoriamente um valor

representativo de S_u em campo (ISO/TS 17892). A figura 4 apresenta o equipamento de *Fall Cone*.

FIGURA 4 - CONE SUECO OU FALL CONE



FONTE: Adaptado de GEONOR.

O método do Cone Sueco consiste em um cone de metal de uma determinada massa m com um certo ângulo β suspenso verticalmente apenas com a sua ponta tocando a superfície horizontal nivelada da amostra de solo. O cone é liberado e cai livremente sob seu próprio peso sobre a amostra de solo, então a profundidade final de penetração é medida. O ensaio é considerado não drenado porque a penetração do cone no solo acontece rapidamente e não há tempo para que a poropressão se dissipe (SOUSA, 2011). As medidas típicas de massa e ângulo de abertura do cone estão dispostas na tabela 3 abaixo.

TABELA 3 – MEDIDAS TÍPICAS DE MASSA E ÂNGULO DE ABERTURA DO CONE

Massa (g)	10	60	80	100	400
Ângulo de abertura (°)	60	60	30	30	30

FONTE: ISO 17892-6 – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 6: Fall Cone Test.

A determinação de um ponto de ensaio inicia-se checando o peso da haste e do cone, e posteriormente encaixando o recipiente com a amostra na base do equipamento. O equipamento e a amostra deverão estar nivelados. Então encosta-se a ponta do cone na superfície da amostra de solo. Quando o cone é liberado, anota-se a penetração deste primeiro ponto em leituras de 0, 5 e 10 segundos e o tipo de cone utilizado e o procedimento é repetido mais duas vezes. A figura 5 mostra a determinação de um ponto de ensaio. Após as três determinações, é retirada uma pequena quantidade do material para a determinação da umidade.

De acordo com a norma ISO 17892-6 – “*Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 6: Fall cone test*”, o intervalo de penetração do cone deve ser entre 5 e 20 milímetros. Caso a penetração seja maior que 20 milímetros, deve-se escolher um cone mais leve ou mais raso e se a penetração for menor que 5 milímetros, um cone mais pesado ou com maior ângulo de abertura deve ser selecionado. Em situações em que se utilizam dois cones para a mesma amostra, as medições são realizadas de maneira independente com resultados separados de resistência não drenada. Para resultados precisos com o equipamento de *Fall Cone* é importante que o cone utilizado esteja em bom estado. Se a ponta estiver amassada ou danificada, a penetração correta não será atingida e o valor de resistência não drenada obtido será superestimado (HANSBO, 1957).

FIGURA 5 - DETERMINAÇÃO DE UM PONTO DE ENSAIO



FONTE: CLEMENTE, 2015.

O cálculo da resistência não drenada pelo *Fall Cone*, desenvolvido por Hansbo em 1957, considera que a resistência ao cisalhamento de um solo em kPa é proporcional a massa do cone (Q) e inversamente proporcional ao quadrado da penetração (P), g é a aceleração da gravidade ($g=9,81 \text{ m/s}^2$), o coeficiente K depende do ângulo de abertura do cone, da taxa de cisalhamento e da sensibilidade das argilas.

$$S_u = K \cdot g \cdot \frac{Q}{P^2} \quad (4)$$

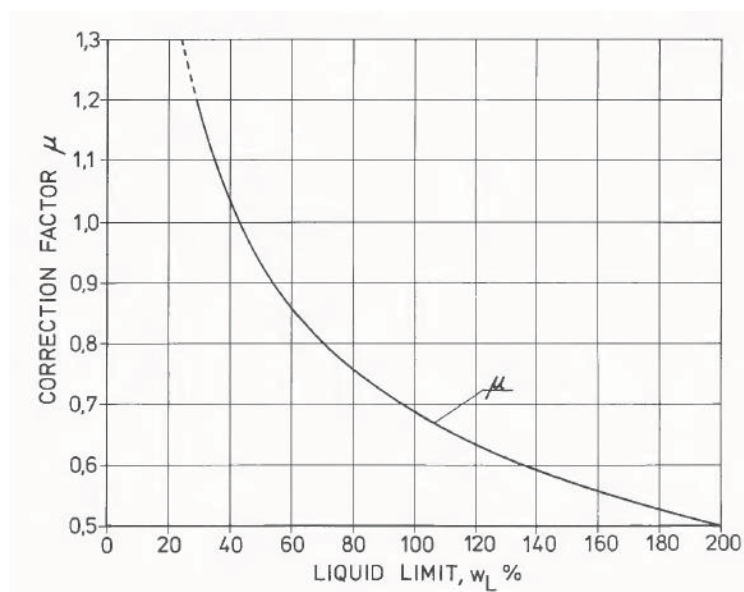
Ao longo dos anos, vários estudos determinaram diferentes valores para o coeficiente K . Wood (1985 apud WOOD, 1990) estima o coeficiente K a partir de resultados obtidos com o *Fall Cone* com diferentes ângulos de abertura do cone (30° , 45° , 60° e 75°) considerando a aceleração da gravidade e os efeitos do contato entre o solo e o cone, como adesão e atrito, obtendo valores de 0,85 e 0,29 para os cones de 30° e 60° respectivamente. A fórmula proposta pela norma ISO 17892-6 considera os valores de 0,80 e 0,27 para os cones de 30° e 60° respectivamente. Para amostras indeformadas e cones com ângulos de abertura de 30° , o coeficiente K na fórmula da ISO passa a ser 1,0. Para a condição indeformada, a norma ISO aplica um fator de correção baseado na experiência empírica da mesma maneira em que é feito no ensaio de Vane no campo, conforme segue:

$$S_{u \text{ corr}} = S_u \cdot \mu \quad (5)$$

Em que $S_{u \text{ corr}}$ é a resistência não drenada corrigida e μ é o fator de correção baseado no limite de liquidez (w_L) expresso pela fórmula 6. O valor de w_L na equação 6 é apresentado como um número decimal. Os fatores de correção maiores que 1,2 não deverão ser utilizados sem uma devida evidência de investigações complementares (LARSSON et al, 1984). O gráfico da figura 6 demonstra a variação do fator de correção de acordo com o limite de liquidez.

$$\mu = \left(\frac{0,43}{w_L}\right)^{0,45} \text{ e } 1,2 \geq \mu \geq 0,5 \quad (6)$$

FIGURA 6 - VALORES RECOMENDADOS DO FATOR DE CORREÇÃO



FONTE: LARSSON ET AL, 1984.

Em 1977, Garneau e LeBihan propuseram uma equação a partir da formulação desenvolvida por Hansbo (1957) para obter os resultados de resistência não drenada para amostras indeformadas e amolgadas em kPa:

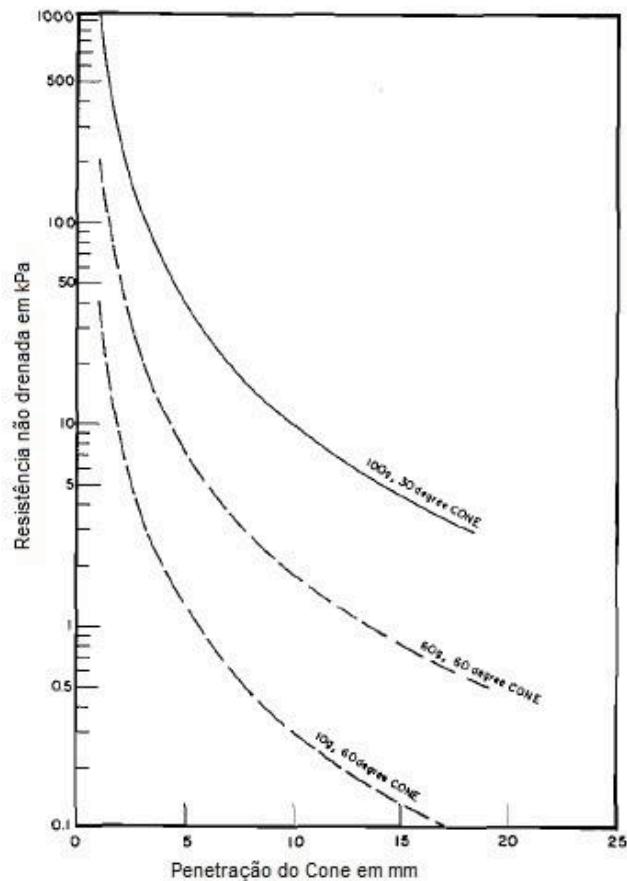
$$Su = 98. K. \frac{Q}{P^2} \quad (7)$$

Sendo que o Q é a massa do cone em gramas, P é a penetração do cone em milímetros e coeficiente K é dependente do ângulo de abertura do cone e corresponde a 0,1 para cones de 30° e 0,03 para cones de 60°. Segundo Hansbo (1957), para casos com amostras indeformadas, o amolgamento causado pela amostragem e transporte pode ter mais influência no valor de K do que os causados pela sensibilidade e taxa de cisalhamento do teste.

Garneau e LeBihan (1977) comparam em seu estudo os valores de resistência não drenada obtidos pelo Cone e pelo ensaio de palheta em campo e provou-se que eles apresentam boa correlação, embora os valores de Cone sejam ligeiramente menores, em torno de 5 a 10%. Os autores citam que esta diferença é aceitável considerando a anisotropia da resistência ao cisalhamento de uma argila e pela diferença entre os padrões de cisalhamento de cada ensaio. Em amostras amolgadas, os resultados de Cone também apresentam boa correlação quando comparados com o ensaio de palheta em laboratório. Na figura 7 são demonstradas as curvas de resistência não drenada versus penetração encontradas por Garneau e

LeBihan (1977) para três tipos de cone diferentes: 100 gramas e ângulo de abertura de 30°, 60 gramas e ângulo de abertura de 60° e 10 gramas e ângulo de abertura de 60°.

FIGURA 7 - PENETRAÇÃO DO CONE X RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

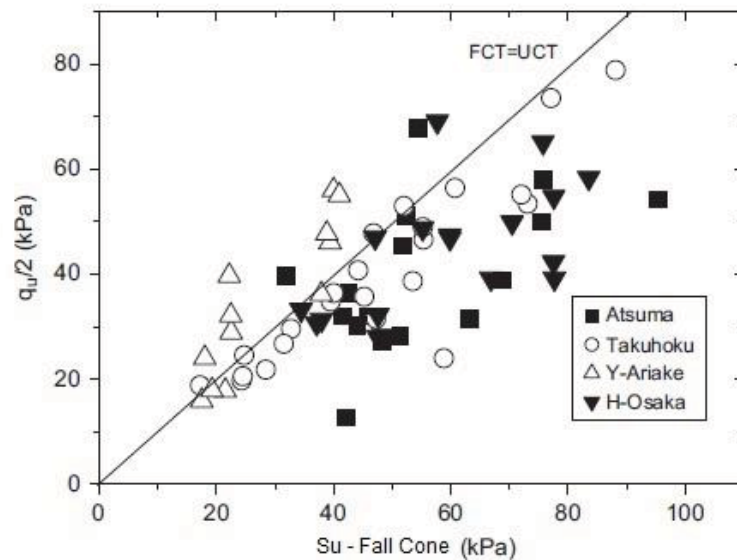


FONTE: GARNEAU; LEBIHAN, 1977.

O uso do Fall Cone (FCT) para a determinação da resistência não drenada também foi objetivo de estudo de Tanaka et al. (2012), comparando os resultados obtidos por compressão simples, ensaio de palheta de campo (FVT) e de laboratório (LVT) em diferentes depósitos de argilas moles no Japão. Neste estudo, os resultados de ensaio de palheta, tanto os de campo quanto os de laboratório, apresentaram uma tendência de serem menores dos que os obtidos com o Cone e quando comparados com os resultados de compressão simples, os resultados com o Cone variaram consideravelmente para vários solos, conforme demonstra a figura 8. O Japão é um dos poucos países em que a resistência não drenada é obtida através de ensaios de compressão confinada (TANAKA et al., 2012) e vários

estudos tentam validar teoricamente que a metade da resistência à compressão não confinada ($q_u/2$) equivale a resistência ao cisalhamento não drenada (TANAKA et al., 2012).

FIGURA 8 - COMPARAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PELO FALL CONE (FCT) E COMPRESSÃO SIMPLES (UCT)



FONTE: TANAKA ET AL., 2012.

No Brasil, Scherrer (1961) realizou uma série de ensaios de cone para determinar o limite de liquidez de argilas usando um cone com massa variável. Outros trabalhos utilizando o cone para a determinação do limite de liquidez foram publicados por Silveira (2001), Bicalho (2014) e Clemente (2015). Para determinação da resistência não drenada, podemos citar Viegas et al. (2014) que avaliaram a resistência não drenada para solos artificiais adensados, Lemos (2014) que utilizou o ensaio de cone para a determinação da resistência não drenada para um solo de baixa consistência, Bertuol (2009) que investigou a sensibilidade de um depósito sedimentar no Rio Grande do Sul e Barreto (2015) que verificou a sensibilidade de um solo mole do Amapá através do ensaio de cone. Na tabela 4 são indicados os valores de resistência não drenada encontrados nos trabalhos citados anteriormente.

TABELA 4 - VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA SOLOS BRASILEIROS

Material estudado	Faixa de Variação (kPa) - <i>Su</i> indeformado	Faixa de Variação (kPa) - <i>Su</i> amolgado	Referência
Solos artificiais adensados	-	1,0 - 34,0	Viegas et al. (2014)
Solo de baixa consistência de Vila Velha (ES)	5,14 - 23,59	-	Lemos (2014)
Depósito sedimentar (RS)	5,0 - 7,6	0,6 - 1,2	Bertuol (2009)
Solo mole do Porto de Santana (AP)	15,5 - 77,6	1,7 - 29,3	Barreto (2015)

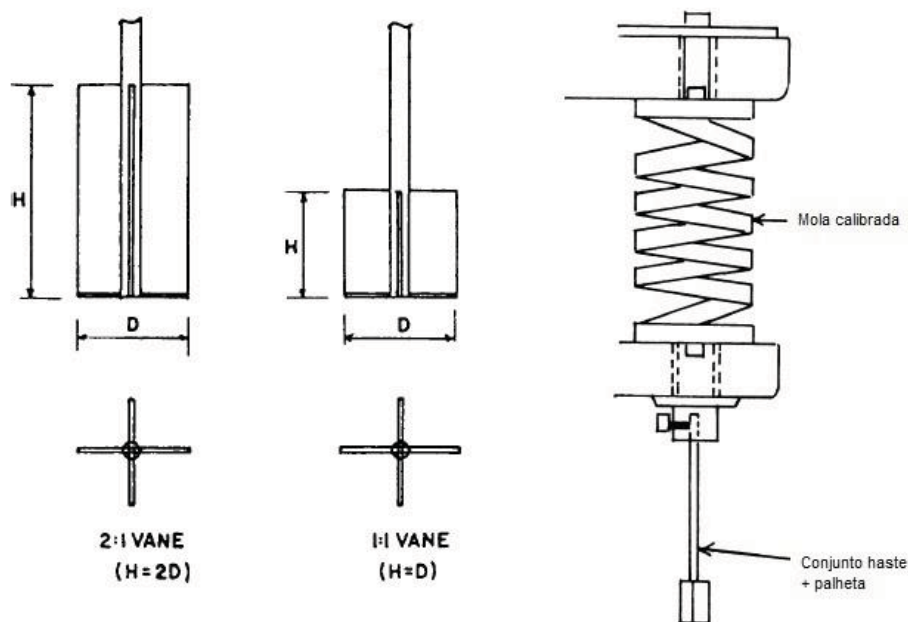
Fonte: Adaptado de Viegas et al. (2014), Lemos (2014), Bertuol (2009) e Barreto (2015).

2.3.1.2. Ensaio de palheta de laboratório ou Mini vane (LVT)

O ensaio de palheta de laboratório é uma ferramenta para determinar a resistência ao cisalhamento não drenada de um solo e para investigar a anisotropia nas direções vertical e horizontal. Este ensaio é padronizado pela norma ASTM D4648 – “*Standard test methods for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil*” (2016) e pode ser descrito como uma versão em menor escala do ensaio de palheta de campo.

O ensaio consiste em cravar uma palheta de seção cruciforme no interior de uma amostra indeformada ou amolgada e aplicar uma rotação a uma velocidade constante (6° a 12°/min) para determinar o torque necessário para causar o cisalhamento da superfície. O torque é medido através de uma mola calibrada ligada diretamente a palheta. A palheta apresenta seção cruciforme com quatro pás retangulares, sendo que a altura deve ser duas vezes o diâmetro (2:1), embora para determinações de resistência vertical e horizontal, separadamente, se utilize altura igual ao diâmetro (1:1). Na figura 9 é apresentado um esquema do conjunto mola mais palheta.

FIGURA 9 – CONJUNTO MOLA MAIS PALHETA



FONTE: ASTM D4648, 2016.

A recomendação da norma ASTM D4648 é que o ensaio seja aplicado em amostras muito moles a rija de granulação fina, predominantemente argilosas, com resistência não drenada de aproximadamente 100 kPa. Em solos mais resistentes e com fração siltosa predominante, as condições de ruptura podem se afastar da superfície cilíndrica de ruptura assumida causando erro na medição da resistência. Como vantagem deste ensaio, cita-se que ele pode ser executado no próprio tubo de amostragem, reduzindo os efeitos de amolgamento (HEAD, 1994).

Os procedimentos de ensaio iniciam-se colocando a amostra na base do equipamento e selecionando a mola que será utilizada de acordo com a consistência da amostra. Na tabela 5 apresenta-se um guia para a escolha. O ponteiro do dispositivo e a escala graduada devem estar zerados e posteriormente, insere-se a palheta no solo, sendo que a profundidade de inserção deve ser no mínimo uma vez a altura da palheta. Aplica-se o torque a palheta numa velocidade de 6° a 12° por minuto, as leituras das deflexões da mola ocorrem a cada 2° de rotação da palheta até que alcance a ruptura, momento em que a deflexão da mola passa a ser constante e então, anota-se os dados de ruptura. Para a condição amolgada, logo após o término do ensaio indeformado, aplicam-se 10 revoluções completas na palheta e se repetem os passos do ensaio indeformado.

TABELA 5 - GUIA PARA ESCOLHA DA MOLA

Termo geral para descrição da resistência	Mola sugerida	Resistência ao cisalhamento máxima (kN/m ²)
Muito mole	1 (mais fraca)	20
Mole	2	40
Mole a rija	3	60
Rija	4 (mais dura)	90

FONTE: Adaptada do manual do equipamento (VJ TECHNOLOGY, 2009).

Para calcular o torque necessário (M) para cisalhar o solo, medido em N.mm, multiplica-se a máxima deflexão da mola ($^\circ$) pelo fator de calibração das molas, medido em N.mm/ $^\circ$. Para o cálculo da resistência não drenada do solo (S_u) em kPa, têm-se:

$$S_u = \frac{1000.M}{K} \quad (8)$$

Sendo que K (mm³) é uma constante que depende das dimensões da palheta, sendo que D é a largura total da palheta (mm) e H é o comprimento da palheta (mm), e é dada pela equação a seguir:

$$K = \pi.D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) \quad (9)$$

Com os valores de resistência não drenada da amostra indeformada e amolgada pode-se calcular a sensibilidade do solo (S_t). A sensibilidade de um solo demonstra a perda relativa de resistência da argila quando completamente amolgada e a relevância da sua estrutura (LEMOS, 2014). Em determinados solos, existe uma diferença entre o pico da resistência não drenada na condição indeformada e o pico da resistência não drenada após o amolgamento sem qualquer variação no teor de umidade, ou seja, é a relação entre a resistência não confinada em um estado indeformado e a resistência em um estado amolgado (LAMBE; WHITMAN, 1969).

$$S_t = \frac{\tau_v^{indeformado}}{\tau_v^{amolgado}} \quad (10)$$

Os solos argilosos moles das baixadas litorâneas brasileiras apresentam sensibilidade entre 3 e 4, sendo classificados como medianamente sensitivos (SPANNENBERG, 2003). Alguns solos da Escandinávia e Canadá possuem

sensibilidades elevadas, em torno de 20. Quando amolgados, estes materiais perdem a resistência e passam a se comportar como líquidos viscosos (SPANNENBERG, 2003). Abaixo na tabela 6 são demonstrados alguns valores médios de sensibilidade para solos brasileiros e podem ser classificados como baixa a média sensibilidade.

TABELA 6 - VALORES DE SENSIBILIDADE PARA SOLOS BRASILEIROS

Local	Valor médio	Faixa de Variação	Referência
Santa Cruz (RJ) - Zona litorânea	3,4	-	Aragão, 1975
Santa Cruz (RJ) - Offshore	3,0	1,0 - 5,0	Aragão, 1975
Rio de Janeiro (RJ)	4,4	2,0 - 8,0	Ortigão e Collet, 1986
Sepetiba (RJ)	4,0	-	Machado, 1988
Cubatão (SP)	-	4,0 - 8,0	Teixeira, 1988
Florianópolis (SC)	3,0	1,0 - 7,0	Maccarini et al, 1988
Aracaju (SE)	5,0	2,0 - 8,0	Ortigão, 1988

Fonte: ORTIGÃO (2007).

2.3.1.3. Compressão triaxial

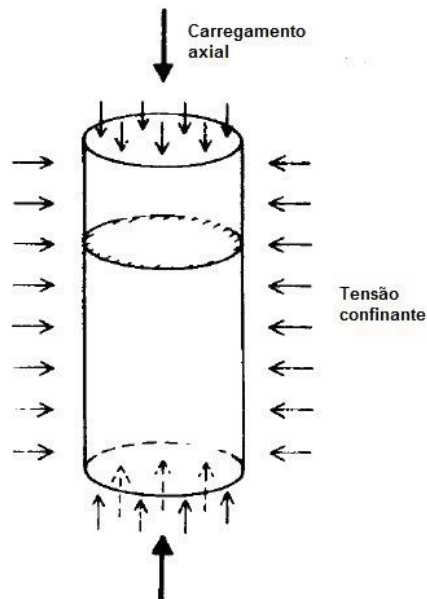
O ensaio de compressão triaxial é um dos ensaios mais confiáveis para a obtenção dos parâmetros da resistência ao cisalhamento. O equipamento de ensaio triaxial foi desenvolvido na Grã-Bretanha em 1934 por C. J. Jenkin e D. B. Smith, o carregamento axial era aplicado por uma mola, a pressão lateral era produzida por um cilindro de latão e os corpos de prova tinham 1 polegada (aproximadamente 2,54 centímetros) de diâmetro (HEAD, 1994).

No ensaio de compressão triaxial, o corpo de prova é envolvido por uma fina membrana de borracha e colocado dentro de uma câmara cilíndrica, usualmente preenchida por água (LAMBE; WHITMAN, 1969). O solo é envolto por uma membrana e dois “caps” nas pontas para que o fluido confinante não penetre nos poros do solo. As dimensões do corpo de prova são, geralmente, 38 milímetros de diâmetro e 76 milímetros de altura, configurando uma relação H:D de 2:1 (HEAD, 1994). O corpo de prova é submetido a uma tensão confinante através da compressão do fluido na câmara, conforme indicado na figura 10. Para provocar a ruptura por cisalhamento no corpo de prova, deve-se aplicar uma tensão axial por

meio de uma haste de carregamento vertical, podendo ser aplicada de duas maneiras:

- Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais;
- Aplicação da deformação axial a uma taxa constante.

FIGURA 10 - PRINCÍPIO DO ENSAIO TRIAXIAL



FONTE: Adaptado de HEAD, 1994.

O ensaio permite controlar a drenagem interna ou externa ao corpo de prova, gerando três condições de ensaio: adensado drenado (CD), adensado não drenado (CU) e não adensado não drenado (UU). A primeira letra refere-se à condição de adensamento, se é completo (*C – consolidated/adensado*) ou inexistente (*U – unconsolidated/não adensado*) e a segunda letra diz respeito às condições de drenagem do corpo de prova durante a fase de cisalhamento (ruptura), com drenagem (*D – drained/drenado*) ou sem drenagem (*U – undrained/ não drenado*).

No ensaio triaxial, existem duas fases: consolidação e cisalhamento. A fase de consolidação consiste na saturação e adensamento do corpo de prova. A saturação é feita através do próprio equipamento, gerando uma pressão interna no corpo de prova e aumentando o valor de maneira que se alcance a tensão confinante. A checagem da saturação é realizada calculando-se o coeficiente *B* de Skempton, conhecido também como coeficiente de pressão neutra, que é

influenciado pelo grau de saturação. Em solos saturados $B=1$ e $B<1$ para solos parcialmente saturados. Após a saturação, aplica-se uma tensão confinante para que o material adense, as deformações são medidas até que se atinja a constância de valores, significando o final do adensamento. A fase de cisalhamento equivale ao cisalhamento do corpo de prova até que se atinja a ruptura, condição em que o corpo de prova não suporta mais acréscimo de tensão, ou seja, o ponto em que se atinge a máxima resistência a deformação em termos de tensão axial. Em solos plásticos, a tensão axial não chega a seu máximo valor e a condição de ruptura acontece quando se alcança uma determinada deformação axial, geralmente 20% (HEAD,1994).

Devido à inexistência de tensões de cisalhamento nas bases e geratrizes do corpo de prova, considera-se que os planos principais são os planos vertical e horizontal. Caso o ensaio seja de carregamento, o plano principal maior será o plano horizontal e o plano vertical será o plano principal menor onde atuará a tensão confinante (HEAD, 1994). O aumento de tensão devido ao carregamento é denominado tensão desviadora ($\sigma_1-\sigma_3$), ao longo do estágio de carregamento realizam-se medidas do acréscimo de tensão atuante e deformação vertical do corpo de prova.

Para determinação da resistência não drenada, pode-se utilizar o ensaio não adensado não drenado (UU). Neste ensaio não há drenagem da poropressão do corpo de prova de solo durante a aplicação da tensão confinante (σ_3) ou durante o carregamento axial. O teor de umidade permanece constante e se a amostra for saturada, não há variação de volume (LAMBE; WHITMAN, 1969). Considerado um ensaio rápido, aplica-se a tensão confinante (σ_3) em todas as direções e em seguida, aplica-se o carregamento axial, ou tensão desviadora ($\sigma_1-\sigma_3$), até que se atinja a ruptura do corpo de prova ou determinado percentual de deformação vertical. O ensaio é interpretado em termos de tensões totais.

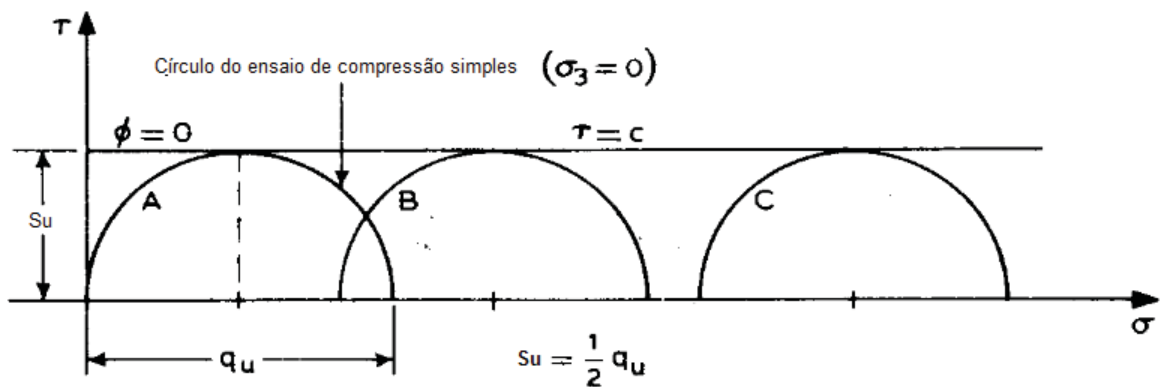
Segundo Lambe e Whitman (1969), a resistência não drenada varia conforme há uma mudança na tensão efetiva para qual o solo foi consolidado acompanhado por uma variação no teor de umidade. A resistência não drenada é independente das mudanças nas tensões totais e por essa razão a envoltória de ruptura de Mohr converte-se em uma linha horizontal. Nesta condição, o ângulo de atrito (Φ) equivale a zero e a resistência ao cisalhamento (S_u) é a mesma para todos

corpos de prova, entretanto somente é aplicável em argilas e siltes saturados. A figura 11 apresenta o esquema do círculo de Mohr para a condição zero.

A resistência não drenada, obtida através do critério de ruptura da tensão desviadora máxima, é:

$$S_u = \frac{(\sigma_3 - \sigma_1)}{2} \quad (11)$$

FIGURA 11 - ESQUEMA DOS CÍRCULOS DE MOHR PARA CONDIÇÃO ZERO



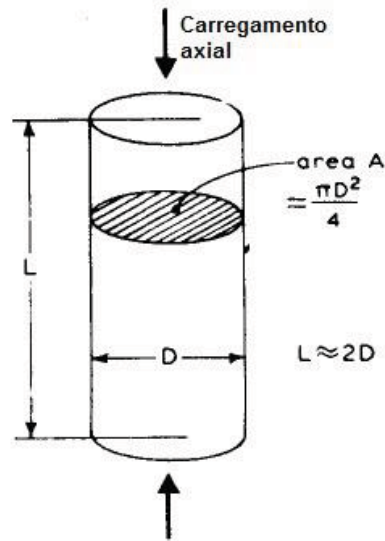
FONTE: Adaptado de HEAD, 1994.

As vantagens do ensaio de compressão triaxial são: o plano de ruptura não é pré-determinado, os planos principais são fixos, controle da condição de drenagem e conhecimento da trajetória de tensões durante todo o ensaio. O atrito entre o pistão e a câmara triaxial e o atrito presente nas extremidades do corpo de prova podem ser considerados como uma limitação do ensaio (BALDI et al., 1988 citado por LEMOS, 2014).

2.3.1.4. Compressão simples

O ensaio de compressão simples é considerado um tipo especial de ensaio não adensado não drenado, mas diferentemente do ensaio triaxial, neste ensaio a tensão confinante é nula ($\sigma_3=0$) (TERZAGHI et al., 1996). O corpo de prova é carregado axialmente até que se alcance a ruptura conforme indicado na figura 12, no momento da ruptura a tensão principal menor (σ_3) é igual a zero e a tensão principal maior é equivalente a σ_1 .

FIGURA 12 - PRINCÍPIO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES



FONTE: Adaptado de HEAD, 1994.

A resistência mobilizada ocorre devido à tensão efetiva presente no corpo de prova e como resultado obtêm-se valores similares a um ensaio não drenado. Devido ao fato de que a tensão principal menor é zero, o círculo de Mohr deste ensaio passa pela origem e o seu diâmetro representa a resistência à compressão não confinada (q_u). Como a resistência não drenada (S_u) é representada pelo raio do círculo, a resistência à compressão não confinada obtida pelo ensaio de compressão simples é igual a duas vezes o valor da resistência não drenada para argilas saturadas.

2.3.1.5. Fórmulas empíricas

Quando a resistência não drenada (S_u) não puder ser obtida diretamente ou os resultados forem imprecisos, ela pode ser avaliada através de formulações semi-empíricas ou empíricas. Estas formulações correlacionam o S_u com outras propriedades do solo e são obtidas por análise de regressão estatística ou qualitativa (PERSSON, 2017).

Antes de aplicar as equações para determinar a resistência não drenada em um tipo de solo, deve-se considerar as condições em que a correlação foi realizada e a precisão estatística da equação (KEMPFERT; GEBRESELASSIE, 2010). A aplicabilidade de uma correlação deve ser feita com cautela e calibrações locais

deverão ser realizadas (LARSSON; ANHBERG, 2005). Algumas correlações estão apresentadas na tabela 7. Na literatura técnica existem distintas correlações entre a resistência não drenada normalizada (S_u/σ'_{v0} – resistência não drenada/tensão de sobreadensamento) e características do solo, principalmente com os limites de Atterberg (KEMPFERT; GEBRESELASSIE, 2010). Para solos plásticos e argilosos, os limites de Atterberg se demonstra útil para essa aplicação, isto porque a determinação dos limites necessita de uma aparelhagem simples e são executados em um período curto.

TABELA 7 - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS PARA DETERMINAÇÃO DE S_u

Equação	Referência	Aplicabilidade
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,11 + 0,0037 \cdot IP$	Skempton (1954), Bowles (1984)	Solos NA, IP>10%
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,20 + 0,0024 \cdot IP$	Lerouneil <i>et al</i> (1983)	Argilas do leste do Canadá, IP<60%
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,22$	Mesri (1975)	Argilas moles
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,08 + 0,55 \cdot IP$	Larsson (1977)	Argilas escandinavas
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,33$	Larsson (1980)	Argilas inorgânicas
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = (0,23 \pm 0,04) \cdot (OCR)^{0,8}$	Jamiolkowski <i>et al</i> (1985)	Todas as argilas
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,45 \cdot LL$	Hansbo (1957)	Argilas escandinavas
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,14 + 0,003 \cdot IP$	Lambe e Whitman (1969)	Todas as argilas
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,5743 \cdot \frac{3 \cdot \sin\phi'}{(3 - \sin\phi')}$	Wroth e Houlsby (1985)	Solos normalmente adensados
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,28$	Massad (1990)	Argilas de sedimentos de Flúvio-lagunares – Baixada Santista (SP)
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,30$	Massad (1990)	Argilas transicionais – Baixada Santista (SP)
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,283(OCR)^{1,38}$	Ortigão (1980), Ortigão e Collet (1986), Pinto (1992)	Argilas do Rio de Janeiro (RJ)
$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,38 \cdot (OCR)^{0,87}$	Pinto (1992)	Argilas do Rio de Janeiro (RJ)

Legenda: S_u – resistência não drenada, σ'_{v0} – tensão de sobreadensamento, IP – índice de plasticidade, OCR – razão de sobreadensamento.

Fonte: Adaptado de Kempfert e Gebreselassie (2010), Pinto (1992) e Massad (1990).

2.4. AMOSTRAGEM DE SOLOS

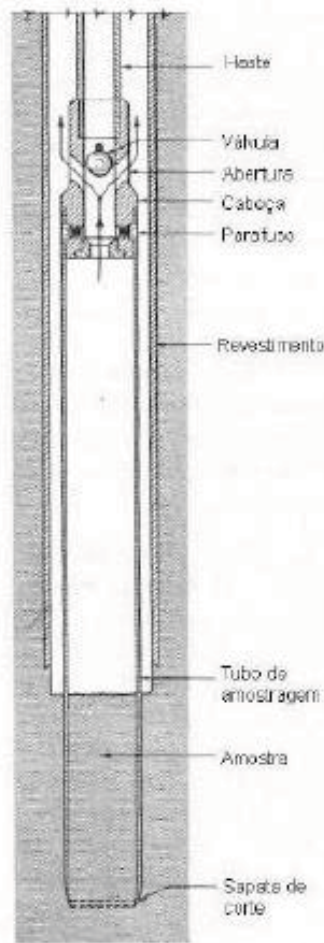
Para validação de uma investigação geotécnica, usualmente, realiza-se o processo de amostragem indeformada para obtenção dos parâmetros geotécnicos do solo. A qualidade de um ensaio de laboratório está relacionada com a disponibilidade de amostras indeformadas de boa qualidade (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Entretanto, não existe uma padronização internacional das técnicas de amostragem o que dificulta a comparação de resultados em nível internacional (BERTUOL, 2009).

A amostragem abrange vários processos que modificam o estado de tensões e causam o amolgamento do solo (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Ainda que houvesse uma amostragem hipotética perfeita, os efeitos de alívio de tensões estariam presentes.

Existe uma variedade significativa de investigações de campo em solos e usualmente uma combinação de métodos é aplicada para atender os requisitos técnicos e a faixa de condições do solo encontradas (BS 5930, 1999). Em solos moles, a amostragem é feita com amostradores tubulares de parede fina em furos de sondagem de cravação estática (PÓVOA, 2016). Os principais tipos de amostradores utilizados em solos moles são: amostrador de tubo aberto (tipo Shelby), amostrador de pistão estacionário e amostrador de pistão tipo Osterberg.

O amostrador de tubo aberto trata-se de um tubo metálico inoxidável de parede fina da marca Shelby, em que são colocados uma cabeça de amostragem, as hastes de sondagem e uma sapata de corte (OLIVEIRA, 2002). Este amostrador também é chamado de amostrador de parede fina tipo Shelby, indicado na figura 13. Na cabeça de amostragem ficam as aberturas e válvulas para o controle de água e ar, dessa forma cita-se como vantagem a simplicidade operacional. A amostra de solo é conservada e transportada para o laboratório no próprio amostrador.

FIGURA 13 - AMOSTRADOR DE TUBO ABERTO (TIPO SHELBY)



FONTE: HVORSLEV, 1949 citado por OLIVEIRA, 2002.

O amostrador de pistão estacionário é formado por um tubo de parede fina com um pistão interno que se movimenta. O procedimento de cravação no terreno inicia com o amostrador sendo colocado no interior do furo com o pistão posicionado na extremidade do tubo até que o conjunto se apoie no solo, então o pistão se mantém estacionário e o tubo é cravado estaticamente no solo (PÓVOA, 2016). Depois retira-se o amostrador do solo, contendo a amostra. Como vantagem cita-se o impedimento de entrada de excesso de solo no amostrador e é considerado o melhor amostrador para obtenção de amostras indeformada de solos argilosos moles (HVORSLEV, 1949 citado por OLIVEIRA, 2002).

Os procedimentos, dimensões e os materiais utilizados para os amostradores de parede fina e de pistão estacionário estão padronizados pela norma ABNT NBR 9820 (1997).

O amostrador do tipo Osterberg é uma modificação do amostrador de pistão estacionário proposto por Osterberg em 1973, e é composto por um tubo externo de parede grossa e um tubo interno de parede fina. O processo de cravação é feito através da aplicação de pressão hidráulica na cabeça metálica do tubo interno. Durante a cravação, o tubo externo permanece fixo e o tubo interno se movimenta. Quando o tubo interno estiver completo pela amostra de solo, o conjunto de hastes é torcido para cortar a base da amostra (PÓVOA, 2016).

As investigações offshore geralmente acontecem em locais pouco explorados com conhecimento limitado sobre a geologia. Nessas situações deverão ser consideradas opções de amostragem que atinjam um bom intervalo de tipos de solo (ISO/DIS 19901, 2013). O propósito da amostragem é obter amostras de solo adequadas e representativas de todas as camadas relevantes para descrição e ensaios de laboratório. A seleção de ferramentas de amostragem apropriadas e métodos de implementação para condições de solos específicas influenciam na qualidade da amostra e devem ser consideradas nos objetivos da amostragem (ISO/DIS 19901, 2013).

Existem duas técnicas para amostragens offshore (marinhas): equipamentos de perfuração e equipamentos não perfurantes. Os equipamentos de perfuração são usados quando há um risco identificado de que as penetrações não atingiram o necessário pelos outros métodos sem perfuração. Nas amostragens feitas no sistema de perfuração, podem-se citar os seguintes amostradores para argilas muito moles para duras (ISO/DIS 19901, 2013):

- *Piston sampler*,
- *Push sampler* de paredes finas ou de paredes grossas;
- Amostrador de central rotativa (*Rotary core sampler*)
- Amostrador à percussão/vibração.

Os amostradores empregados nos métodos sem perfuração são confiáveis porque as profundidades alvo serão atingidas na geologia esperada e são capazes de recuperar amostras de alta qualidade, como desvantagem esses sistemas atingem menos de 25 metros de profundidade do nível do solo oceânico (ISO/DIS 19901, 2013). Esses métodos são limitados para alguns tipos de solo e se adequam melhor para solos mais moles e de granulometria fina que oferecem pouca

resistência para a penetração do tubo. Segundo a norma ISO, os amostradores mais utilizados na indústria são:

- *Piston core* com uma referência fixa ao nível do mar;
- *Piston core* sem uma referência fixa (tipo Kullenberg);
- *Gravity core sampler*;
- *Vibro-core sampler*;
- *Grab sampling*;
- *Box core sampling*.

No método *gravity core sampler*, o amostrador é inserido no solo através de uma penetração fixa do peso próprio aplicado pelo navio ou plataforma e a penetração máxima atingida é de 3 a 6 metros, dependendo da geometria do amostrador, da massa, da altura de queda e da capacidade do equipamento de inserção do amostrador. A técnica de *piston coring* é bem parecida com a *gravity core sampler*, a diferença é a presença de um pistão estacionário no topo da amostra que auxilia na redução da resistência da penetração da amostra dentro do tubo e a penetração máxima é entre 15 e 20 metros. O procedimento do *vibrocoring* compreende a implantação por controle remoto de um tubo aberto revestido montado em uma estrutura no fundo marinho posicionada na superfície do terreno e a inserção do amostrador é por meio de vibração complementado por penetração pelo peso próprio. O método *grab sampling* e *box core sampling* são por amostragem em massa/volume (BS5930, 1999).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo tem por objetivo apresentar o programa geotécnico de ensaios de laboratório para a determinação da resistência não drenada através do ensaio de *Fall Cone*, descrevendo as amostras utilizadas e os ensaios executados, indicando os equipamentos e procedimentos de execução destes ensaios.

Na etapa inicial realizou-se uma revisão bibliográfica sobre a determinação da resistência não drenada através de diferentes ensaios e foram selecionadas amostras de solos com diferentes características geotécnicas. Posteriormente, executou-se ensaios de caracterização (análise granulométrica, limites de Atterberg e massa específica real dos grãos) para identificar e classificar os materiais. A próxima etapa refere-se à realização dos ensaios triaxiais UU, ensaios de palheta de laboratório e ensaios de *Fall Cone*. Na última etapa houve a interpretação e análise dos ensaios de laboratório. O programa experimental contou com o seguinte escopo apresentado na tabela 8:

TABELA 8 - RESUMO DOS ENSAIOS EXECUTADOS

Parâmetro a ser estudado	Ensaio de laboratório	Quantidade
Caracterização	Análise Granulométrica	16
	Massa específica real dos grãos	16
Consistência	Limite de Liquidez - Método de Casagrande	16
	Limite de Liquidez - Método Fall Cone	16
	Limite de Plasticidade	16
Resistência não drenada	Ensaio de palheta de laboratório - indeformada	16
	Ensaio de palheta de laboratório - amolgada	16
	Ensaio triaxial UU	16
	Ensaio de Fall Cone - indeformada	48
	Ensaio de Fall Cone - amolgada	192

Fonte: A autora, 2018.

3.1. APRESENTAÇÃO DOS MATERIAIS ESTUDADOS

As amostras utilizadas no presente trabalho provêm de uma região da Baixada Fluminense conforme apresentado na figura abaixo. As amostras foram coletadas por um navio através do amostrador *Jumbo Piston Core* e apresentam diferentes comprimentos. As amostras são indeformadas e possuem diferentes características geotécnicas com profundidades variando de 0,91 até 12,40 metros.

Para que houvesse uma boa abrangência de resultados no presente trabalho, foram executados ensaios em 16 amostras.

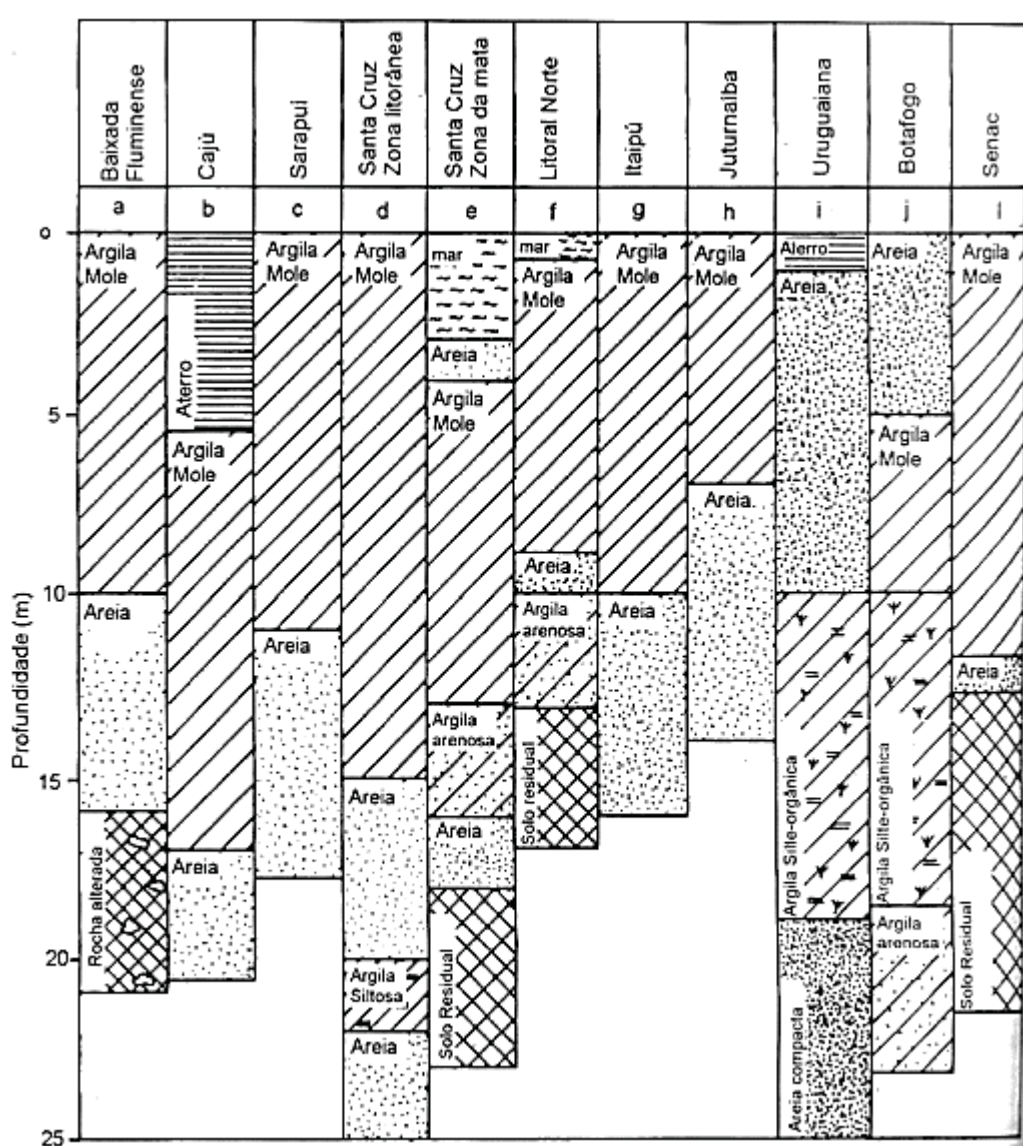
FIGURA 14 - ÁREA DE COLETA DAS AMOSTRAS PRÓXIMO À COSTA BRASILEIRA



FONTE: Adaptado de GOOGLE MAPS, 2018.

A figura 15 apresenta perfis esquemáticos de alguns depósitos de solos moles na região do Rio de Janeiro elaborados por Futai (2001) e para simplificar a análise foram feitas considerações como limitação do tipo de material e desconsideração da cota do terreno. A tabela 9 apresenta as características das amostras utilizadas no presente trabalho.

FIGURA 15 - PERFIS GEOTÉCNICOS DAS ARGILAS DO RIO DE JANEIRO



FONTE: FUTAI, 2001.

TABELA 9 - IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS UTILIZADAS

AMOSTRA	ORIGEM	PROFUNDIDADE	Y (g/cm ³)	W (%)	% FINOS
1	Offshore	5,49 - 6,40	1,74	48,0	93,70
2	Offshore	2,74 - 3,66	1,64	50,4	87,21
3	Offshore	4,57 - 5,49	1,67	53,9	96,36
4	Offshore	0,91 - 1,83	1,36	122,2	96,16
5	Offshore	4,57 - 5,49	1,48	88,0	97,34
6	Offshore	10,97 - 11,89	1,48	74,9	93,76
7	Offshore	7,31 - 8,23	1,49	90,9	91,44
8	Offshore	10,06 - 10,97	1,47	79,7	87,14
9	Offshore	8,23 - 9,14	1,73	45,8	71,43
10	Offshore	10,97 - 11,89	1,74	44,3	60,84
11	Offshore	1,83 - 2,74	1,75	43,9	44,28
12	Offshore	5,49 - 6,40	1,81	38,3	57,75
13	Offshore	11,89 - 12,40	1,68	52,0	61,79
14	Offshore	9,14 - 10,06	1,80	34,0	61,01
15	Offshore	7,31 - 8,23	1,74	46,3	61,84
16	Offshore	5,49 - 6,40	1,72	48,6	53,51

Legenda: Y: peso específico úmido (g/cm³), w: teor de umidade (%), % Finos: percentual de finos.

Fonte: A autora (2018).

Para melhor análise dos resultados de resistência, os ensaios foram executados no trecho inicial de aproximadamente 30 cm a partir do topo da amostra. Os ensaios de cone e palheta foram realizados na mesma parte da amostra na seguinte ordem: ensaio de cone indeformado (face superior), ensaio de palheta indeformado e posteriormente, a condição amolgada do ensaio de palheta e do cone.

3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização têm uma grande importância no estudo dos solos, visto que são o início da identificação do material e a sua consequente classificação, fornecendo assim informações e dados relevantes na determinação das características de engenharia do material. São ensaios simples e eficientes, com validade internacional, e poucas variações entre os procedimentos utilizados nos diferentes países.

A caracterização física conta com os seguintes ensaios: análise granulométrica, limites de consistência, teor de umidade, peso específico natural e

massa específica real dos grãos. Os ensaios foram executados de acordo com a norma brasileira correspondente:

- ABNT NBR 6457 – Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização (1986);
- ABNT NBR 7180 – Determinação do Limite de Plasticidade (2016);
- ABNT NBR 6459 – Determinação do Limite de Liquidez (2017);
- ABNT NBR 7181 – Análise Granulométrica (2016);
- DNER ME 093 – Solos – Determinação da Densidade Real (1994).

O limite de liquidez também foi realizado através do equipamento de *Fall cone*, utilizando o cone de 60 gramas e ângulo de abertura de 60°, de acordo com referências internacionais como Karlsson (1981) e a norma canadense CAN/BNQ 2501-092-M-86.

3.3. ENSAIO DE FALL CONE

O equipamento de *Fall Cone* é um método rápido, simples e preciso de determinação da resistência não drenada de amostras indeformadas e amolgadas, sensibilidade e limite de liquidez. O equipamento utilizado para os ensaios de cone é comercializado pela empresa Geonor e está apresentado na figura 16. O dispositivo é composto de uma base, uma estrutura de fixação e liberação do cone e uma haste metálica que possibilita o deslocamento vertical do sistema.

FIGURA 16 - EQUIPAMENTO DE FALL CONE



FONTE: CLEMENTE, 2015.

A variável “tipo de cone” será considerada no presente trabalho com a intenção de definir qual cone é melhor aplicável às amostras de solo brasileiro e que apresenta melhor correlação com os ensaios mais habituais na prática de engenharia geotécnica no país. Conforme apresentado na tabela 10 abaixo foram usados três tipos de cone para a determinação de resistência não drenada indeformada e amolgada: massa de 100 gramas e ângulo de 30° denominado de Cone 1, massa de 60 gramas e ângulo de 60° denominado de Cone 2 e massa de 10 gramas e ângulo de 60° designado como Cone 3.

TABELA 10 - ESPECIFICAÇÃO DOS CONES

Cone nº	Massa (g)	Ângulo de abertura (°)
1	100	30
2	60	60
3	10	60

Fonte: Adaptada do manual do equipamento “Fall cone apparatus – GEONOR”.

Outra variável relevante para a avaliação do ensaio *Fall Cone* é a dimensão do recipiente em que a amostra amolgada é colocada, este recipiente varia de acordo com a norma considerada. O intuito é avaliar a influência da dimensão, altura e diâmetro, nos resultados obtidos de resistência não drenada. No presente trabalho, serão considerados quatro tipos de recipientes: o próprio amostrador, a norma ISO 17892-6, o recipiente considerado por Karlsson (1981) e o recipiente cilíndrico de alumínio utilizado em um trabalho anterior realizado pela autora. As dimensões dos recipientes estão apresentadas na tabela 11 e na figura 17 a seguir.

TABELA 11 - DIMENSÕES DOS RECIPIENTES

Recipiente nº	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
1 – Amostrador	100	100
2 – ISO 17892-6	55	40
3 – Karlsson (1981)	50	25
4 – Clemente (2015)	70	22

Fonte: A autora (2018).

FIGURA 17 - RECIPIENTES UTILIZADOS NO ENSAIO DE FALL CONE



FONTE: AUTORA, 2018.

Para cada amostra foram realizados ensaios de *Fall Cone* com três tipos de cone no estado indeformado e amolgado. Na condição indeformada, o ensaio foi executado apenas no amostrador para que não haja qualquer tipo de perturbação na amostra e na condição amolgada serão repetidos os ensaios com os diferentes cones nos quatro recipientes citados anteriormente.

O procedimento de ensaio foi executado de acordo com a norma ISO 17892-6 – “*Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 6: Fall cone test*”, em cada ensaio foram executadas 3 determinações, cada ponto distante entre si em torno de 25 milímetros. Na figura 18 a seguir são demonstradas as determinações dos pontos de ensaio em uma das amostras, tanto na condição indeformada executada diretamente no amostrador quanto na condição amolgada executada em um dos recipientes de estudo.

FIGURA 18 - DETERMINAÇÕES DE PONTOS DE ENSAIO (AUTORA, 2018)

FIGURA 19 - DETERMINAÇÕES DE PONTOS DE ENSAIO



FONTE: AUTORA, 2018.

3.4. ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO (*MINI VANE*)

O propósito do ensaio é determinar a resistência não drenada em amostras indeformadas e amolgadas. O ensaio de palheta de laboratório foi executado de acordo com a norma ASTM D4648 – “*Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil*” (2016). A norma brasileira NBR 10905 – Solo – Ensaio de palheta in situ se refere ao ensaio de palheta executado em campo.

O equipamento utilizado para os ensaios de palheta é motorizado conforme a figura 19 abaixo. O equipamento acompanha um conjunto com quatro molas de acordo com a tabela 5 e suas respectivas calibrações e um conjunto de palhetas com relações H/D diferentes. Para as amostras ensaiadas utilizaram-se as molas 2, 3 e 4, e a palheta aplicada para todas as amostras foi a de 12,7 milímetros de diâmetro e altura de 25,4 milímetros (relação 2:1) sugerida pela norma americana ASTM para moderar os efeitos de anisotropia na resistência ao cisalhamento.

FIGURA 20 - EQUIPAMENTO DO ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO

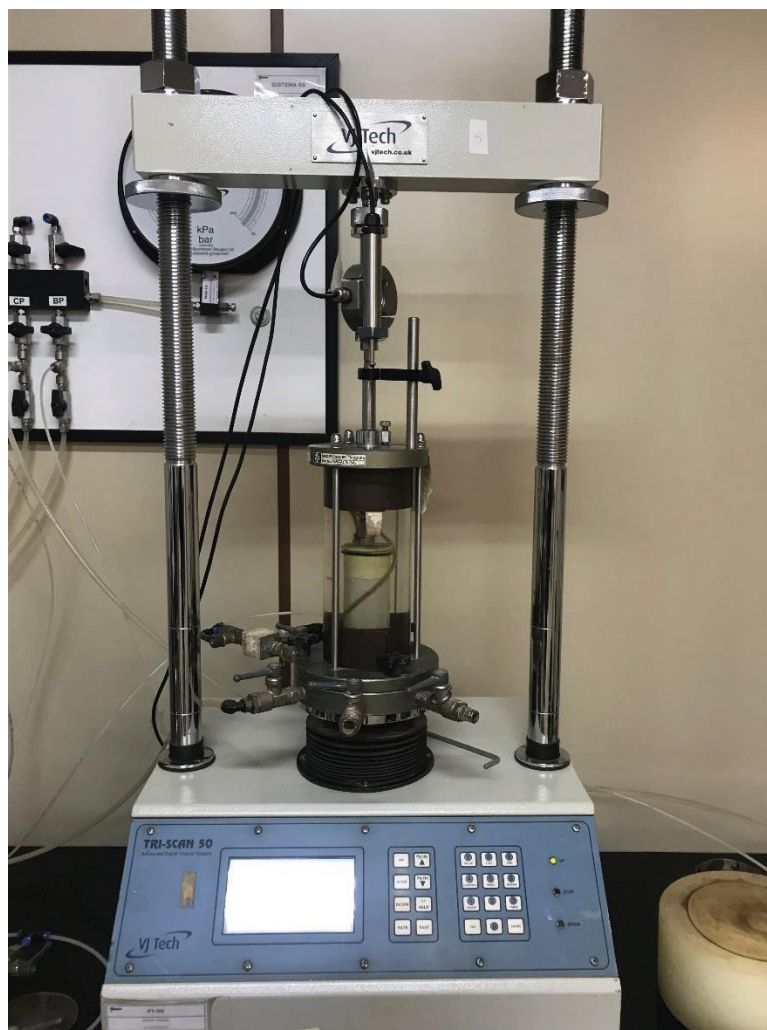


FONTE: AUTORA, 2018.

3.5. ENSAIO TRIAXIAL UU

Os ensaios triaxiais não adensados e não drenados (UU) foram executados com o objetivo de determinar a resistência não drenada e suas propriedades, assim como a relação tensão-deformação do solo. O ensaio foi realizado seguindo a norma ASTM D2850 – “*Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils*” (2015) e executado apenas na condição indeformada. O equipamento usado para execução dos ensaios triaxiais foi o sistema triaxial eletrônico semi-automático segundo a figura 20.

FIGURA 21 - EQUIPAMENTO TRIAXIAL



FONTE: AUTORA, 2018.

Para execução do ensaio, moldou-se um corpo de prova cilíndrico com altura de 76 milímetros e diâmetro de 38 milímetros, conforme figura 21. Posteriormente o corpo de prova foi envolvido numa membrana de borracha e colocado numa câmara triaxial. Neste ensaio aplicou-se uma tensão confinante de 100 kPa e depois iniciava-se a fase de cisalhamento sob deformações controladas até alcançar 20% de deformação axial, a velocidade adotada foi de 0,25 mm/min, calculada de acordo com as instruções do Head (1994), porque não havia interesse na variação de poropressões durante o cisalhamento.

FIGURA 22 - MOLDAGEM E RUPTURA DE UM CORPO DE PROVA



FONTE: AUTORA, 2018.

4. RESULTADOS OBTIDOS

Nos capítulos anteriores foram apresentados os procedimentos e métodos de cálculo utilizados na execução dos ensaios de laboratório. Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais obtidos e no próximo capítulo será realizada a análise e discussão destes dados.

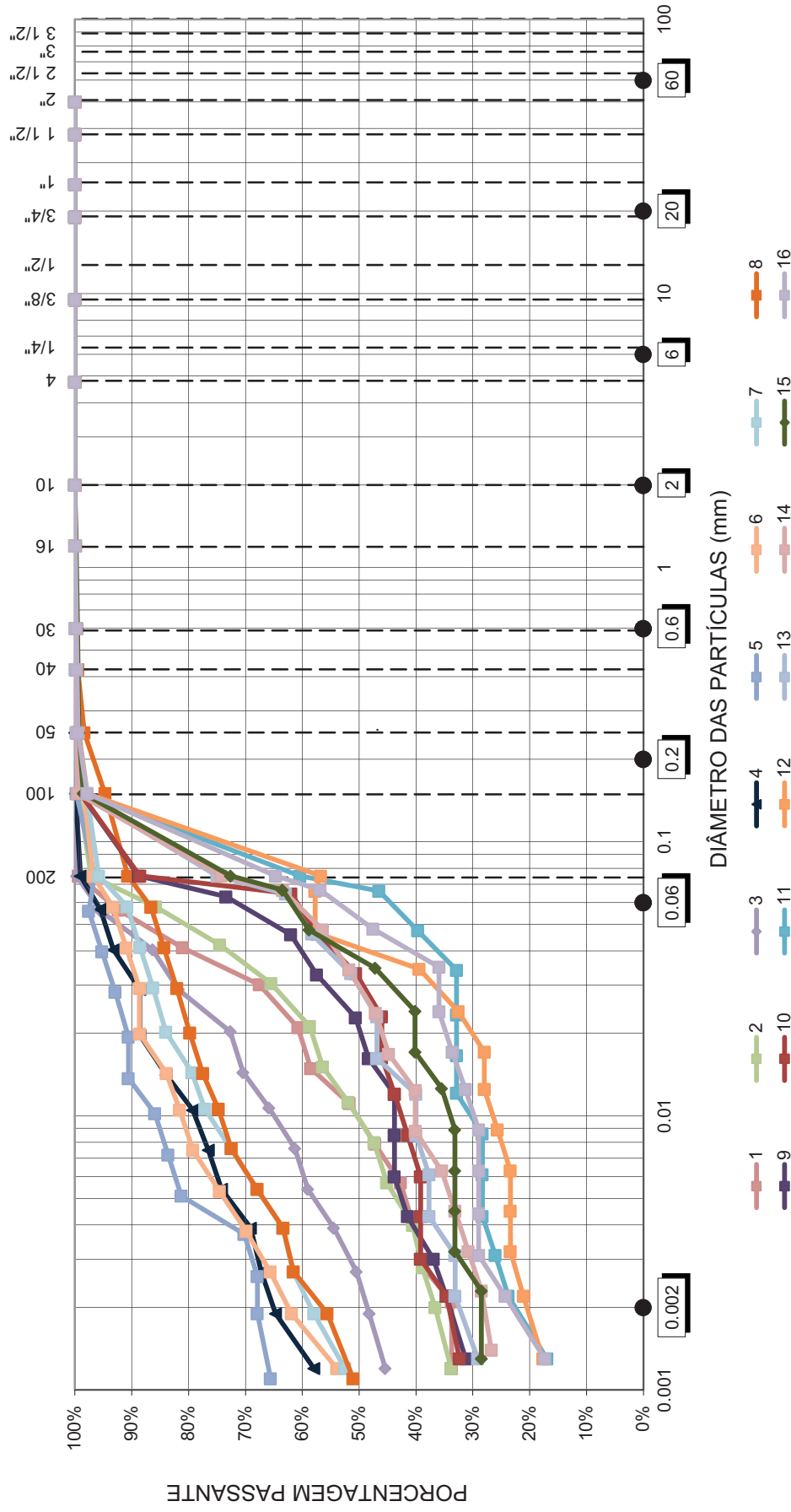
A resistência não drenada foi determinada através dos ensaios de palheta de laboratório, triaxial não adensado não drenado (UU) e *Fall cone*. No ensaio de *Fall cone* foram consideradas duas variáveis: tipo de cone utilizado e o recipiente de ensaio para a condição amolgada. Como base complementar dos dados, foram executados os ensaios de análise granulométrica, limites de Atterberg e massa específica real dos grãos para a correta caracterização geotécnica das amostras.

Os materiais ensaiados provêm de amostragem offshore (origem marinha) coletados na Baixa Fluminense em até 12,4 metros de profundidade. As amostras aparentam ser homogêneas em suas características e coloração variando de cinza claro a cinza escuro, e em alguns materiais encontram-se veios amarelados.

4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Para a caracterização das amostras foram executados ensaios de granulometria completa de acordo com a norma NBR7181. As curvas granulométricas referentes aos 16 materiais escolhidos estão dispostas na figura 22. Na tabela 12 são apresentados os demais resultados dos ensaios de caracterização física: massa específica real dos grãos, limite de liquidez através do método de Casagrande e *Fall Cone*, limite de plasticidade e o cálculo do índice de plasticidade considerando o limite de liquidez por Casagrande. As normas e recomendações utilizadas para execução dos ensaios foram citadas no item 3.2.

FIGURA 23 - CURVA GRANULOMÉTRICA DAS AMOSTRAS



FONTE: AUTORA, 2018.

TABELA 12 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS, LIMITE DE LIQUIDEZ E LIMITE DE PLASTICIDADE, E CÁLCULO DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE E ATIVIDADE

Amostra	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	ρ_s	LL Casagrande	LL Cone Sueco	LP	IP
1	6,3	60,0	33,7	2,78	52	53	28	24
2	12,8	50,6	36,6	2,76	61	60	30	31
3	3,6	47,9	48,5	2,80	73	74	33	40
4	3,8	31,2	65,0	2,70	81	81	47	34
5	2,7	29,4	67,9	2,80	101	100	51	50
6	6,2	31,4	62,4	2,75	84	81	33	51
7	8,6	33,0	58,4	2,74	87	87	56	31
8	12,9	30,8	56,4	2,74	82	70	36	46
9	28,6	37,5	33,9	2,69	55	52	38	17
10	39,2	26,7	34,1	2,70	52	52	29	23
11	55,7	22,0	22,3	2,70	43	47	26	17
12	42,3	37,4	20,3	2,67	38	43	31	7
13	38,2	29,6	32,2	2,67	61	58	34	27
14	39,0	33,1	27,9	2,61	57	58	40	17
15	38,2	33,4	28,5	2,60	50	55	37	13
16	46,5	30,8	22,8	2,60	47	53	35	12

Legenda: ρ_s – massa específica real dos grãos (g/cm³), LL – limite de liquidez (%), LP – limite de plasticidade (%), IP – índice de plasticidade (%).

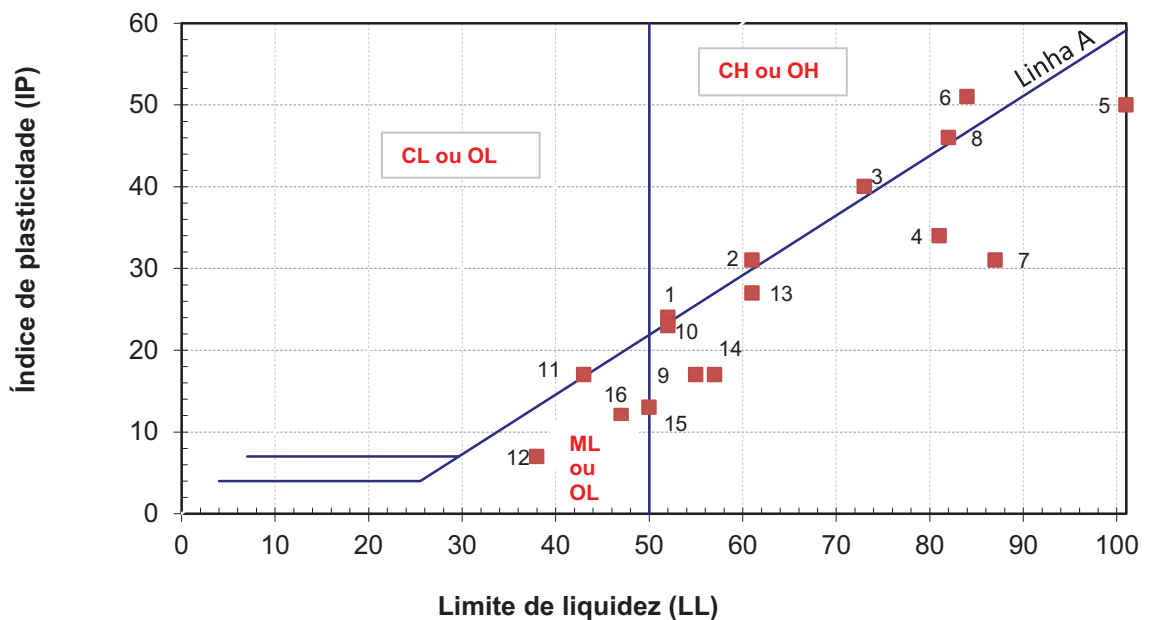
Fonte: A autora, 2018.

Observa-se que os materiais ensaiados possuem solos granulometricamente distintos. O percentual de finos (fração silte + argila) das amostras está situado em um intervalo de 44,28% a 97,34%, portanto a fração areia em alguns materiais é predominante e através das curvas observa-se que os materiais não apresentam pedregulhos.

Para a completa caracterização das amostras foram executados também ensaios de massa específica real dos grãos, limite de plasticidade e limite de liquidez. O limite de liquidez foi obtido através de dois métodos: aparelho de Casagrande e *Fall cone*. O cone utilizado na execução do ensaio de limite de liquidez é o cone de 60 gramas e ângulo de abertura de 60°. No cálculo do índice de plasticidade foi considerado o método clássico de Casagrande conforme recomendam as normas brasileira NBR7180 e NBR6459. O limite de liquidez por *Fall cone* será utilizado posteriormente para o cálculo da correção da resistência não drenada (μ) para amostras indeformadas no ensaio de cone.

Os ensaios de massa específica real dos grãos indicaram valores médios de 2,70 g/cm³, considerados adequados para argilas inorgânicas e areias siltosas. Observando o índice de plasticidade das amostras, nota-se que as amostras apresentam um intervalo de plasticidade de baixo (7%) a muito alto (51%). Para melhor interpretação dos resultados e posterior classificação das amostras, os valores de limite de liquidez e índice de plasticidade foram plotados em uma carta de plasticidade conforme figura 23.

FIGURA 24 - CARTA DE PLASTICIDADE



FONTE: AUTORA, 2018 adaptado de TERZAGHI ET AL., 1996.

De acordo com o sistema unificado de classificação do solo (SUCS), a pesquisa apresenta solos posicionados próximos da linha A ou abaixo dela, ou seja, apresenta maioria dos solos siltosos. Nesta avaliação não foi considerada a influência do teor de matéria orgânica porque as amostras não indicaram nem odor nem cor característica da presença de matéria orgânica, por isso os solos foram classificados apenas em C – argila e M – silte. Considerando a linha de limite de liquidez igual a 50%, temos que 81,3% dos materiais podem ser classificados como H – alta plasticidade e 18,7% são classificados como L – baixa plasticidade. Os materiais considerados como baixa plasticidade estão alocados abaixo da linha A,

isto é, são siltes de baixa plasticidade. Na tabela 13 serão indicadas as classificações das amostras.

TABELA 13 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Amostra	Classificação do Solo (SUCS)
1	CH – Argila com alta plasticidade
2	CH – Argila com alta plasticidade
3	CH – Argila com alta plasticidade
4	MH – Silte com alta plasticidade
5	MH – Silte com alta plasticidade
6	CH – Argila alta plasticidade
7	MH – Silte com alta plasticidade
8	CH – Argila alta plasticidade
9	MH – Silte com alta plasticidade
10	MH – Silte com alta plasticidade
11	ML – Silte com baixa plasticidade
12	ML – Silte com baixa plasticidade
13	MH – Silte com alta plasticidade
14	MH – Silte com alta plasticidade
15	MH – Silte com alta plasticidade
16	ML – Silte com baixa plasticidade

Fonte: A autora (2018).

4.2. ENSAIOS DE PALHETA DE LABORATÓRIO (MINI VANE)

No ensaio de palheta, as leituras da deflexão da mola foram feitas a cada 5° de rotação da palheta e os cálculos de resistência não drenada foram feitos considerando a mola e a palheta utilizada conforme metodologia apresentada no item 3.4. Os gráficos de resistência não drenada versus ângulo de rotação da palheta estão apresentados nas figuras 23 e 24. Na tabela 14 são apresentados os resultados de resistência não drenada nas condições indeformada e amolgada.

TABELA 14 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE PALHETA DE LABORATÓRIO

Amostra	S_u (kPa) - Indeformada	S_u (kPa) - Deformada	Sensibilidade
1	33,40	13,03	2,56
2	8,17	6,42	1,27
3	62,09	33,07	1,88
4	9,99	3,01	3,32
5	7,05	1,54	4,58
6	11,50	9,91	1,16
7	7,71	1,43	5,39
8	12,44	4,62	2,69
9	40,30	21,69	1,86
10	24,98	8,41	2,97
11	18,48	8,33	2,22
12	32,35	10,70	3,02
13	29,34	11,19	2,62
14	40,37	13,58	2,97
15	24,34	17,92	1,36
16	10,46	2,09	5,00

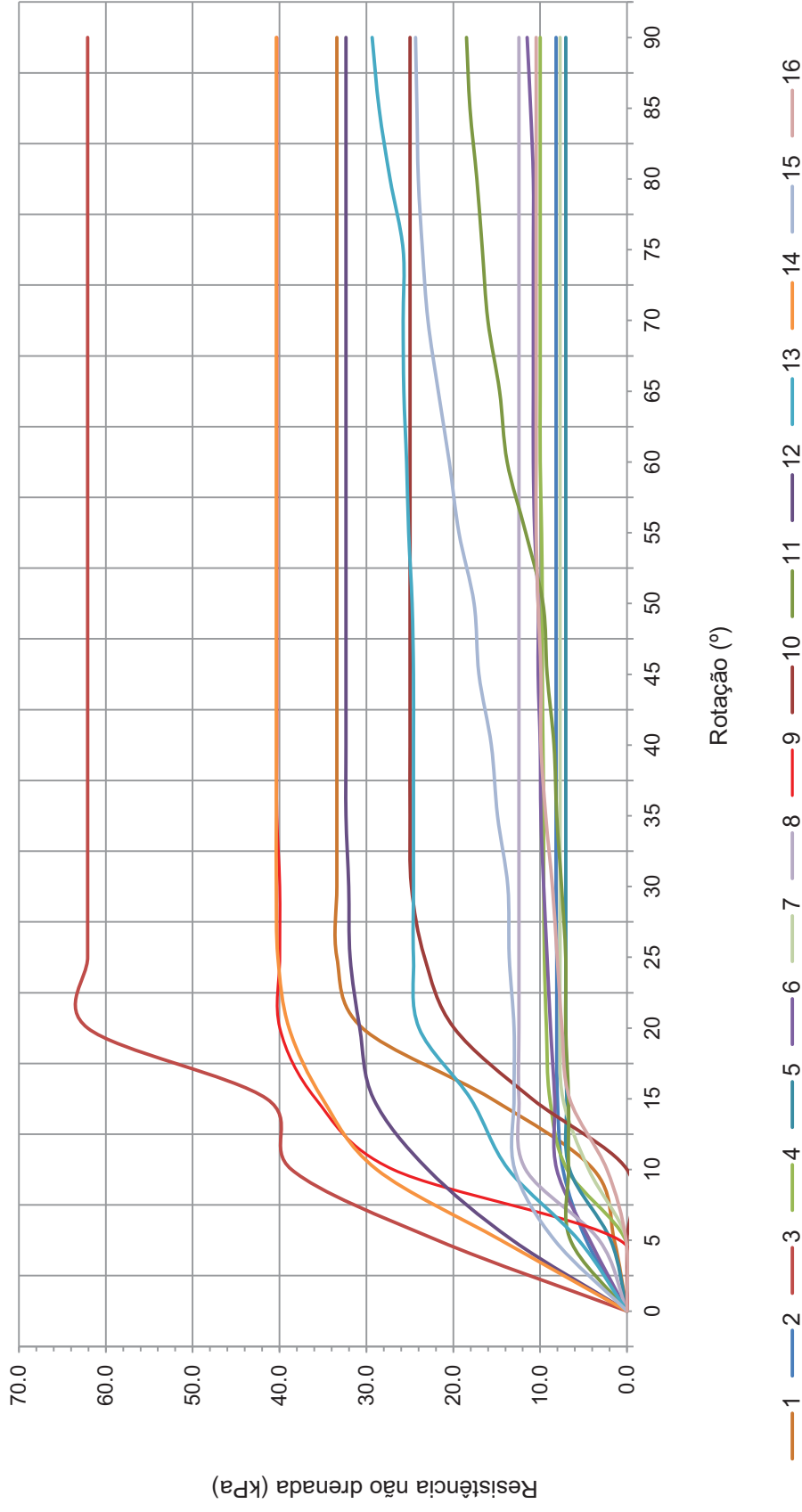
Legenda: S_u – resistência não drenada.

Fonte: A autora, 2018.

O maior valor de resistência não drenada na condição indeformada foi de 62,09 kPa e o menor valor foi de 7,05 kPa. Para a condição amolgada, notou-se uma queda nos valores de resistência entre 19% e 86%, o maior valor ficou em 33,07 kPa e o menor em 1,43 kPa. Nas figuras 23 e 24 são apresentadas as curvas de resistência não drenada versus rotação ($^{\circ}$) nas condições indeformada e amolgada, respectivamente. O critério de determinação da resistência não drenada foi através do máximo valor encontrado. Algumas curvas de resistência não drenada demonstradas nas figuras 24 e 25, como a curva da amostra 3, 11 e 15, apresentaram comportamentos diferentes do esperado e esta diferença pode estar relacionada aos erros associados do ensaio (material, operação e metodologia).

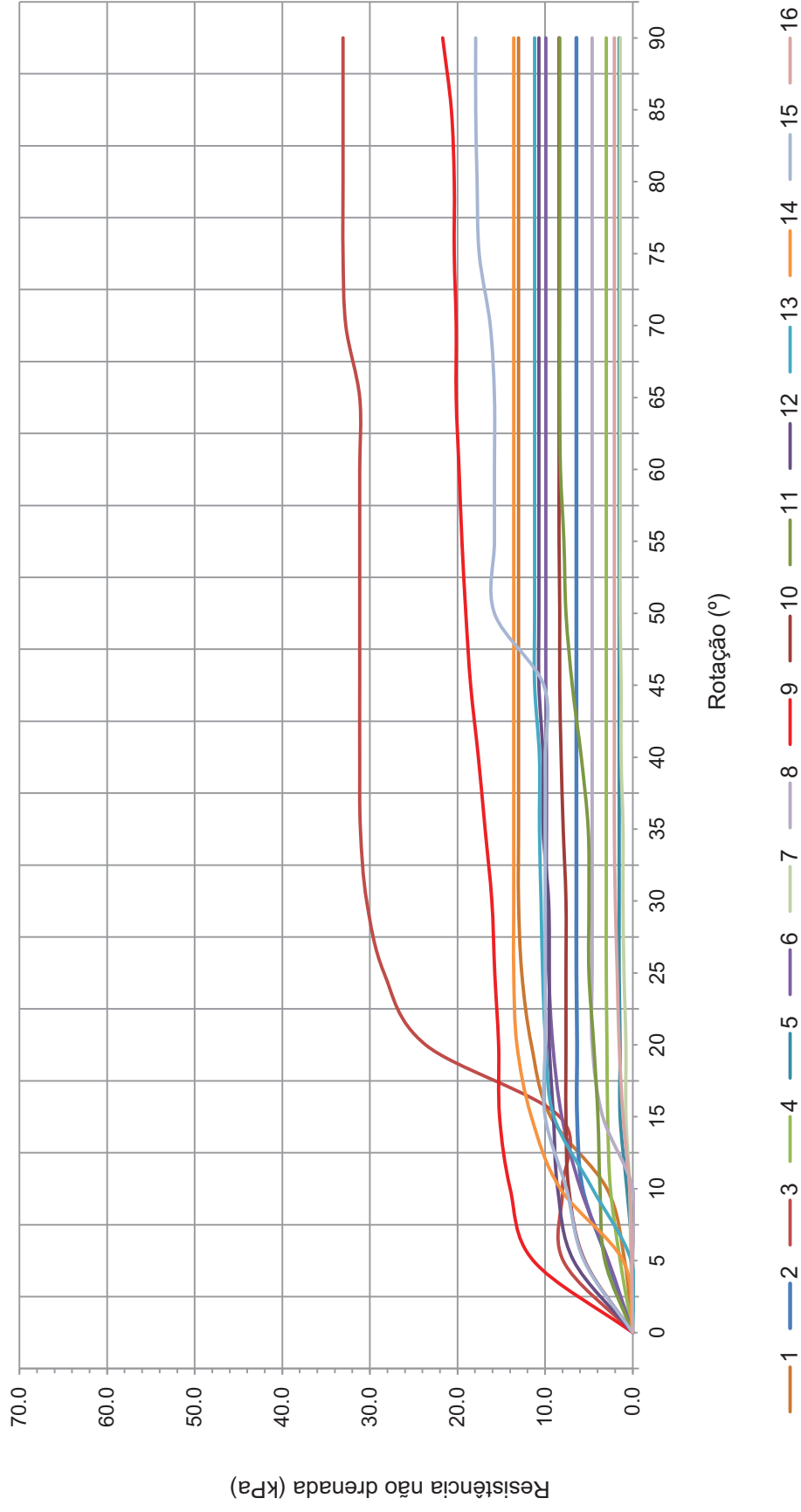
A sensibilidade dos solos ficou entre 1,16 e 5,39, indicando materiais com baixa sensibilidade a sensível. As argilas brasileiras apresentam sensibilidade no intervalo de 1 a 8, com valores médios entre 3 e 5 (SCHINAID, 2009 citado por ALMEIDA; MARQUES, 2010). Dessa maneira, os solos estudados estão compatíveis com a literatura geotécnica.

FIGURA 25 - GRÁFICO SU X ROTAÇÃO PARA CONDIÇÃO INDEFORMADA



FONTE: AUTORA, 2018.

FIGURA 26 - GRÁFICO SU X ROTAÇÃO PARA CONDIÇÃO AMOLGADA



FONTE: AUTORA, 2018.

4.3. ENSAIOS TRIAXIAIS UU

Para determinação da resistência não drenada por meio do ensaio de compressão triaxial UU cumpriu-se a norma americana ASTM D2850. As amostras foram executadas apenas na condição indeformada. Os cálculos utilizados para obtenção dos resultados para determinado carregamento estão dispostos na tabela 15.

TABELA 15 - EQUAÇÕES DO ENSAIO TRIAXIAL UU

Conceito	Equação	Dados
Deformação específica: $\varepsilon(\%)$	$\varepsilon(\%) = \frac{\Delta H}{H_0} \cdot 100$	ΔH – variação do altura do corpo de prova H_0 – altura inicial
Área corrigida: A	$A = \frac{A_0}{\left(1 - \frac{\varepsilon}{100}\right)}$	A_0 – área média inicial da seção transversal do corpo de prova $\varepsilon(\%)$ - deformação específica
Tensão desviadora: $(\sigma_1 - \sigma_3)$	$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{P}{A}$	A – área corrigida P – carregamento aplicado

Fonte: ASTM D2850.

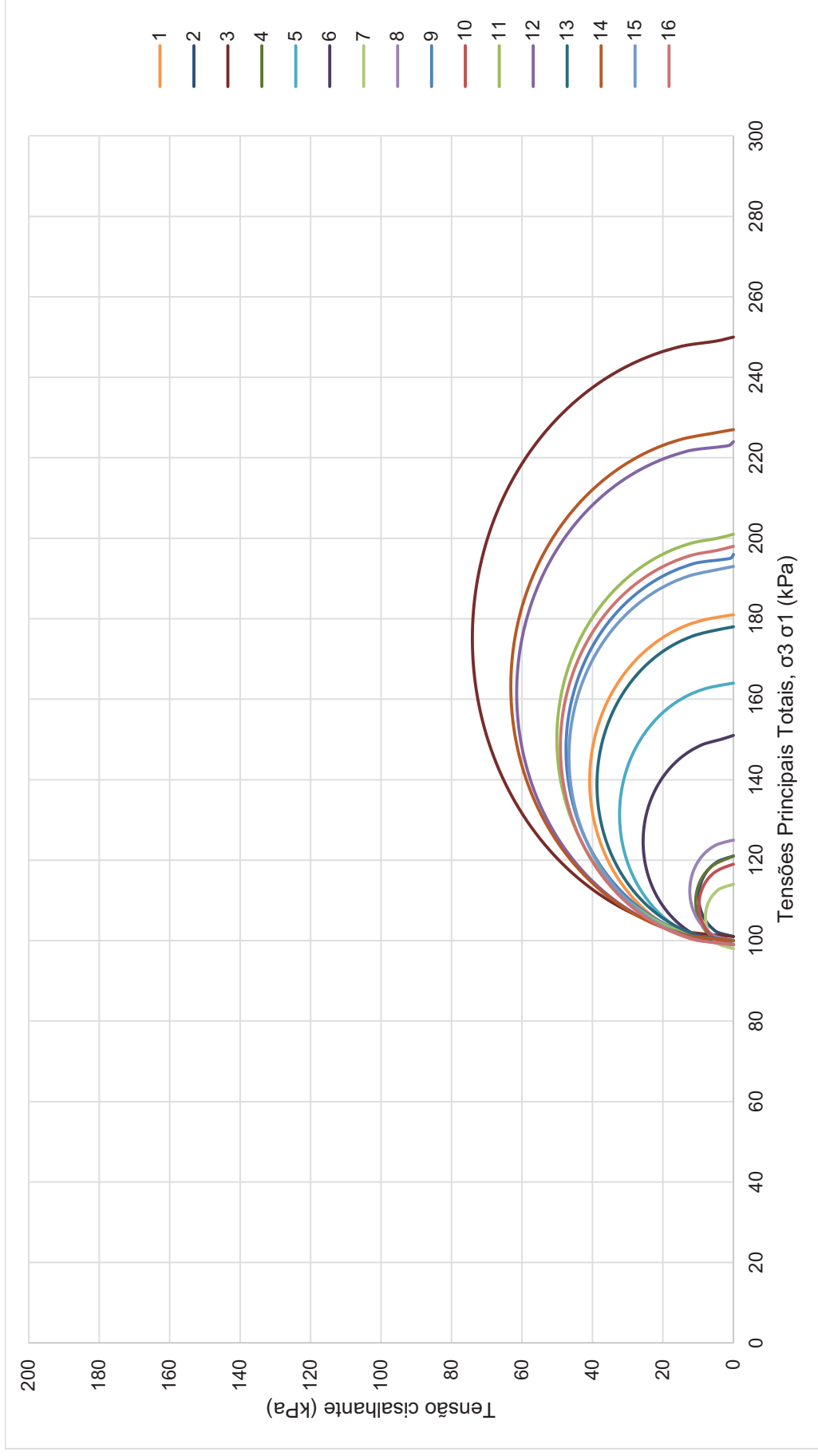
As tensões de ruptura foram obtidas através do gráfico de tensão desviadora versus deformação axial pelo critério de tensão cisalhante máxima, os ensaios foram executados até uma deformação específica de 20%. A resistência não drenada corresponde à metade do valor de tensão desviadora de ruptura. Os gráficos de tensão cisalhante versus tensões principais totais representados através do círculo de Mohr estão dispostos na figura 26 e na tabela 16 são fornecidos os resultados de resistência não drenada.

TABELA 16 - RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL UU

Amostra	Su (kPa)	Peso específico (g/cm ³)	Teor de umidade (%)
1	41	1,74	48,0
2	10	1,64	50,4
3	74	1,67	53,9
4	11	1,36	122,2
5	32	1,48	88,0
6	26	1,48	74,9
7	8	1,49	90,9
8	12	1,47	79,7
9	48	1,73	45,8
10	10	1,74	44,3
11	50	1,75	43,9
12	62	1,81	38,3
13	39	1,68	52,0
14	63	1,80	34,0
15	47	1,74	46,3
16	49	1,72	48,6

Fonte: A autora (2018).

FIGURA 27 – CÍRCULOS DE MOHR



FONTE: AUTORA, 2018.

4.4. ENSAIOS DE FALL CONE

O ensaio de *Fall cone*, conforme apresentado no item 3.3, consiste em um cone metálico de determinada massa e ângulo de abertura apoiando-se na amostra, apenas com a ponta em contato com a superfície do solo. Posteriormente, o cone é liberado e cai sob seu próprio peso. A determinação da resistência não drenada é realizada através da medição da penetração do cone.

O cálculo realizado para obtenção da resistência não drenada foi apresentado na revisão bibliográfica (item 2.3.1.1), adotando-se os valores do coeficiente K de 0,80 para ângulo de 30° e 0,27 para ângulo de 60°, exceto para a condição indeformada e cone com ângulo de abertura de 30°, em que K é igual a 1,0. Estes valores de K são recomendados pela norma ISO 17982-6 e são um pouco conservadores quando comparados com outros valores disponíveis na literatura.

A norma ISO17892-6 recomenda um intervalo de penetração de 5 a 20 milímetros a ser considerado na validação dos ensaios, porém este corte nos dados não será feito por enquanto para melhor análise dos dados e escolha do cone mais adequado para as amostras ensaiadas na pesquisa. Os resultados de penetração apresentados adiante são resultantes da média de três determinações conforme descrito no item 2.3.1.1.

Nesta apresentação serão demonstrados todos os dados obtidos com os diferentes tipos de cone e recipientes. Na tabela 17 estão dispostos os resultados obtidos para a condição indeformada considerando o ensaio feito no próprio amostrador com o cone 1, cone 2 e cone 3. Para esta condição não foram considerados outros recipientes para que não houvesse amolgamento da amostra. No cálculo da resistência não drenada nas amostras indeformadas, os valores devem passar por uma correção (μ) feita pela fórmula (6), sendo que o parâmetro de entrada da fórmula é o limite de liquidez realizado pelo *Fall cone* e os valores de μ estão apresentados na Tabela 17.

TABELA 17 - RESULTADOS DE FALL CONE PARA CONDIÇÃO INDEFORMADA

mostra	μ	Cone 1				Cone 2				Cone 3			
		Penetração média (mm)	Su (kPa)	Su corrigido (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Su corrigido (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Su corrigido (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Su corrigido (kPa)
1	0,91	4,33	53,96	49,11	1,67	60,33	54,91	0,50	105,95	96,43			
2	0,86	9,00	12,11	10,43	2,50	27,61	23,76	1,50	11,77	10,13			
3	0,78	4,33	53,96	42,26	1,17	129,49	101,43	0,80	55,05	43,11			
4	0,75	13,17	5,66	4,26	5,00	6,36	4,78	2,00	6,62	4,98			
5	0,68	10,67	8,67	5,93	3,67	11,96	8,18	1,50	11,77	8,05			
6	0,75	7,83	16,03	12,06	2,50	25,43	19,12	0,50	105,95	79,68			
7	0,73	10,17	9,51	6,92	3,33	14,53	10,58	1,50	11,77	8,57			
8	0,80	8,17	14,74	11,84	3,50	12,97	10,42	1,00	26,49	21,27			
9	0,92	4,50	49,67	45,59	1,67	79,46	72,95	0,50	105,95	97,26			
10	0,92	5,00	42,60	39,11	1,33	100,06	91,86	0,93	30,63	28,12			
11	0,96	8,00	15,33	14,73	2,00	39,73	38,17	1,00	26,49	25,45			
12	1,00	4,83	42,31	42,31	1,83	50,03	50,03	0,50	105,95	105,95			
13	0,87	4,67	46,60	40,73	1,50	89,76	78,45	0,83	52,97	46,30			
14	0,87	3,17	99,36	86,84	1,00	158,92	138,90	0,20	662,18	578,75			
15	0,90	5,17	36,97	33,09	1,83	50,03	44,79	1,00	26,49	23,71			
16	0,91	6,83	21,09	19,19	2,17	34,96	31,82	0,83	52,97	48,22			

Legenda: Su – resistência não drenada; μ – fator de correção.

Fonte: A autora (2018).

Os fatores de correção estão adequados e dentro do intervalo recomendado pela norma ISO (0,5 – 1,2). Os valores de resistência não drenada encontrados pelos cones 1 e 2 demonstram ser os mais coerentes, e os resultados obtidos pelo cone 3 são inconsistentes e imprecisos devido à pequena penetração do cone. No geral, o cone 1 foi que se ajustou mais adequadamente. A resistência não drenada obtida pelo cone 3 na amostra 14 será desconsiderada nas análises de resultados e discussões, devido à baixa penetração medida no ensaio e conseqüentemente, o valor superestimado de resistência não drenada encontrada.

Na tabela 18 estão dispostos os resultados obtidos nas 16 amostras para a condição amolgada considerando o ensaio feito no próprio amostrador com o cone 1, cone 2 e cone 3. Para esta condição, conforme recomenda a norma ISO17892-6, não é necessário a realização da correção da resistência não drenada.

TABELA 18 - RESULTADOS DE FALL CONE FEITOS NO PRÓPRIO AMOSTRADOR PARA CONDIÇÃO AMOLGADA

Amostra	Cone 1		Cone 2		Cone 3	
	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)
1	7,83	12,92	2,33	32,37	1,00	26,49
2	11,33	6,14	4,67	7,35	1,00	26,49
3	9,17	9,36	3,83	10,95	1,33	16,68
4	16,00	3,07	6,50	3,76	2,00	6,62
5	19,67	2,03	8,67	2,14	3,50	2,25
6	12,00	5,45	4,00	9,93	2,00	6,62
7	14,33	3,83	5,83	4,69	1,83	8,34
8	12,00	5,45	4,33	8,54	1,50	11,77
9	8,00	12,26	3,00	17,66	1,00	26,49
10	9,67	8,41	3,89	10,61	1,17	21,58
11	13,00	4,64	4,50	7,85	1,00	26,49
12	8,67	10,55	3,33	14,53	1,00	26,49
13	8,83	10,08	4,00	9,93	1,83	8,34
14	7,17	15,49	2,33	30,20	0,50	105,95
15	8,67	10,47	4,17	9,24	1,33	16,68
16	13,33	4,42	5,67	4,97	2,00	6,62

Legenda: Su – resistência não drenada.

Fonte: A autora (2018).

Nos ensaios realizados no próprio amostrador para condição amolgada, nota-se que as penetrações para o cone 3, o cone mais leve, apresentou penetrações menores do que os demais cones e conseqüentemente, os valores de resistência não drenada foram elevados. O cone 1 obteve as maiores penetrações

desta sequência de ensaios, chegando ao valor máximo de 19,67 milímetros. Pode-se dizer que o intervalo intermediário dos valores de penetração e resistência não drenada foi alcançado pelo cone 2.

Na tabela 19 abaixo são apresentados os valores de resistência não drenada para a condição indeformada e amolgada para os ensaios executados no amostrador, e são apresentados os valores de sensibilidade. Comparando-se os resultados entre as condições, nota-se que existe uma queda de resistência na condição amolgada e uma dispersão entre os valores obtidos pelos diferentes cones em cada amostra. O cone que apresenta resultados mais irregulares e superestimados é o número 3, devido a pequena penetração obtida nos ensaios.

TABELA 19 – RESUMO DOS RESULTADOS DE CONE PARA CONDIÇÃO AMOLGADA E INDEFORMADA NO AMOSTRADOR

Amostra	Recipiente: Amostrador											
	Cone 1				Cone 2				Cone 3			
	Su - Indeformada (kPa)	Su - Amolgada (kPa)	St (kPa)	Su - Indeformada (kPa)	Su - Amolgada (kPa)	St (kPa)	Su - Indeformada (kPa)	Su - Amolgada (kPa)	St (kPa)	Su - Indeformada (kPa)	Su - Amolgada (kPa)	St (kPa)
1	49,11	12,92	3,80	54,91	32,37	1,70	96,43	26,49	1,70	96,43	26,49	3,64
2	10,43	6,14	1,70	23,76	7,35	3,23	10,13	26,49	3,23	10,13	26,49	0,38
3	42,26	9,36	4,51	101,43	10,95	9,26	43,11	16,68	9,26	43,11	16,68	2,58
4	4,26	3,07	1,39	4,78	3,76	1,27	4,98	6,62	1,27	4,98	6,62	0,75
5	5,93	2,03	2,92	8,18	2,14	3,82	8,05	2,25	3,82	8,05	2,25	3,58
6	12,06	5,45	2,21	19,12	9,93	1,93	79,68	6,62	1,93	79,68	6,62	12,04
7	6,92	3,83	1,81	10,58	4,69	2,26	8,57	8,34	2,26	8,57	8,34	1,03
8	11,84	5,45	2,17	10,42	8,54	1,22	21,27	11,77	1,22	21,27	11,77	1,81
9	45,59	12,26	3,72	72,95	17,66	4,13	97,26	26,49	4,13	97,26	26,49	3,67
10	39,11	8,41	4,65	91,86	10,61	8,66	28,12	21,58	8,66	28,12	21,58	1,30
11	14,73	4,64	3,17	38,17	7,85	4,86	25,45	26,49	4,86	25,45	26,49	0,96
12	42,31	10,55	4,01	50,03	14,53	3,44	105,95	26,49	3,44	105,95	26,49	4,00
13	40,73	10,08	4,04	78,45	9,93	7,90	46,30	8,34	7,90	46,30	8,34	5,55
14	86,84	15,49	5,61	138,90	30,20	4,60	578,75	105,95	4,60	578,75	105,95	5,46
15	33,09	10,47	3,16	44,79	9,24	4,85	23,71	16,68	4,85	23,71	16,68	1,42
16	19,19	4,42	4,34	31,82	4,97	6,40	48,22	6,62	6,40	48,22	6,62	7,28

Legenda: Su – resistência não drenada; St – sensibilidade.

Fonte: A autora (2018).

Para avaliar a influência das dimensões do reservatório nos valores de resistência obtidos foram executados ensaios em 03 recipientes diferentes conforme descrito no item 3.3: ISO 17892-6, Karlsson (1981) e Clemente (2015). As tabelas 20, 21 e 22 mostram os resultados dos ensaios realizados para os diferentes cones: 1, 2 e 3.

TABELA 20 - RESULTADOS DE FALL CONE FEITOS NO RECIPIENTE ISO17892-6 PARA CONDIÇÃO AMOLGADA

Amostra	Recipiente ISO17892-6					
	Cone 1		Cone 2		Cone 3	
	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)
1	7,33	14,77	3,17	16,10	1,00	26,49
2	14,67	3,69	6,83	3,45	2,67	3,81
3	8,83	10,08	4,00	9,93	1,33	16,68
4	20,00	1,96	9,00	1,96	3,00	2,94
5	20,00	1,96	9,00	1,96	3,83	1,82
6	15,00	3,49	5,00	6,36	2,50	4,24
7	18,67	2,25	7,50	2,85	3,00	2,94
8	14,83	3,57	4,50	8,05	2,00	6,62
9	7,67	13,51	2,50	25,43	1,00	26,49
10	10,33	7,36	3,97	10,10	1,00	26,49
11	13,50	4,31	6,00	4,41	2,50	4,24
12	11,50	5,93	5,83	4,69	2,00	6,62
13	9,67	8,46	4,50	7,85	1,50	14,96
14	8,83	10,14	3,00	17,66	1,00	26,49
15	11,50	5,96	5,50	5,34	2,17	5,83
16	14,17	3,91	5,50	5,34	2,50	4,24

Legenda: Su – resistência não drenada.

Fonte: A autora (2018).

TABELA 21 - RESULTADOS DE CONE FEITOS NO RECIPIENTE KARLSSON (1981) PARA CONDIÇÃO AMOLGADA

Amostra	Recipiente Karlsson (1981)					
	Cone 1		Cone 2		Cone 3	
	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)
1	7,67	13,51	3,17	16,10	1,33	16,68
2	16,50	2,89	7,00	3,24	3,00	2,94
3	7,33	14,64	3,67	11,96	2,00	6,62
4	20,00	1,96	8,67	2,14	3,67	1,99
5	17,17	2,66	7,17	3,10	2,67	4,17
6	16,00	3,07	6,50	3,76	2,00	6,62
7	17,83	2,47	6,67	3,63	2,93	3,09
8	13,50	4,32	5,17	5,99	2,50	4,24
9	7,33	14,64	3,33	14,53	1,00	26,49
10	10,83	6,72	4,50	7,85	1,50	11,77
11	16,00	3,07	7,00	3,24	3,00	2,94
12	12,83	4,80	5,50	5,34	2,33	5,03
13	9,67	8,41	4,43	8,23	1,50	11,77
14	9,50	8,74	3,67	12,51	1,50	11,77
15	9,17	9,36	4,17	9,24	1,83	8,34
16	13,17	4,53	6,67	3,63	2,00	6,62

Legenda: Su – resistência não drenada.

Fonte: A autora (2018).

TABELA 22 - RESULTADOS DE FALL CONE FEITOS NO RECIPIENTE CLEMENTE (2015) PARA CONDIÇÃO AMOLGADA

Amostra	Repiciente Clemente (2015)					
	Cone 1		Cone 2		Cone 3	
	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)	Penetração média (mm)	Su (kPa)
1	8,83	10,08	3,33	14,53	1,00	26,49
2	17,00	2,72	6,50	3,76	2,50	4,24
3	8,67	10,47	4,33	8,54	1,67	10,06
4	20,00	1,96	9,83	1,65	3,50	2,16
5	19,67	2,03	9,00	1,96	3,50	2,16
6	16,83	2,77	6,83	3,45	2,83	3,37
7	18,33	2,34	8,50	2,20	3,33	2,42
8	15,00	3,49	6,50	3,76	2,50	4,24
9	9,00	9,69	4,17	9,24	1,00	26,49
10	9,67	8,41	4,22	9,01	1,33	16,68
11	16,17	3,00	7,00	3,24	2,83	3,37
12	12,67	4,91	6,00	4,41	2,17	5,83
13	8,83	10,22	4,83	6,85	1,67	10,06
14	9,50	8,74	5,00	6,36	1,50	11,77
15	9,50	8,74	5,00	6,36	2,17	5,83
16	15,67	3,20	6,83	3,42	2,50	4,24

Legenda: Su – resistência não drenada.

Fonte: A autora (2018).

5. ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÃO

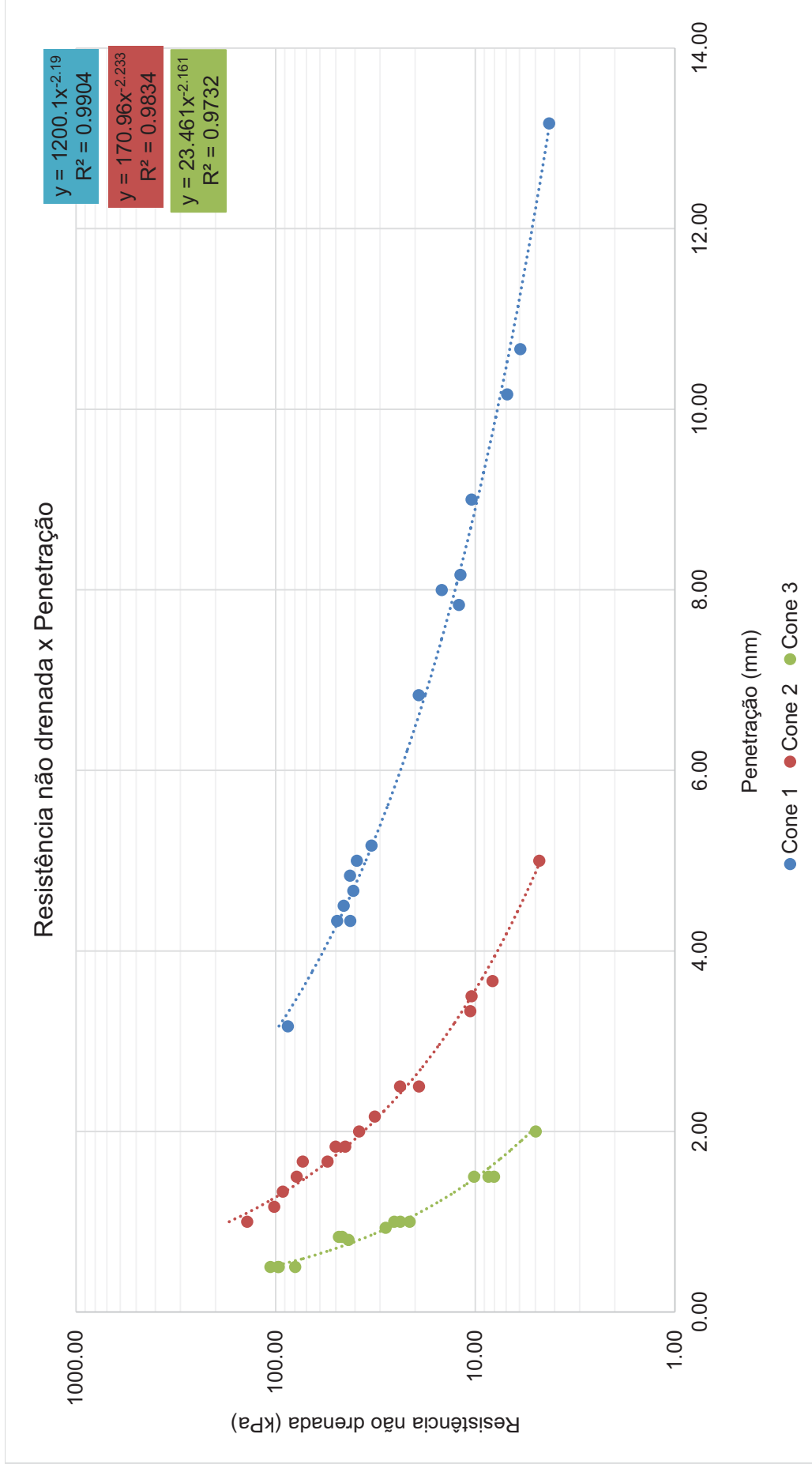
Como indicado anteriormente a resistência não drenada foi obtida através de ensaios triaxiais UU, palheta de laboratório e cone. A análise de dados será dividida em duas condições de ensaios: indeformada e amolgada. Para a análise indeformada, serão considerados os ensaios triaxiais UU, palheta de laboratório e cone. Para análise amolgada, serão avaliados os resultados de palheta de laboratório e cone, nesta análise não foram realizados ensaios triaxiais UU reconstituídos.

5.1. CONDIÇÃO INDEFORMADA

O primeiro aspecto avaliado neste item será quanto a resistência não drenada e a penetração de ensaio para os três tipos de cone. A resistência não drenada foi calculada pela fórmula da norma ISO17892-6 (equação 4) com a aplicação de um fator de correção (μ) de acordo com o limite de liquidez executado pelo método do Cone. No gráfico da figura 27 são apresentados os valores de resistência não drenada e penetração para todos os cones e nos Anexos serão apresentadas as curvas individuais.

A seguir serão apresentadas várias avaliações relacionadas as características dos cones e a sua influência nos valores de resistência já que, como indicado na revisão bibliográfica, este é um ponto ainda muito discutido na comunidade geotécnica quando se avalia o ensaio de cone (HANSBO, 1957; GARNEAU *et al.*, 1977).

FIGURA 28 - GRÁFICO RESISTÊNCIA NÃO DRENADA X PENETRAÇÃO

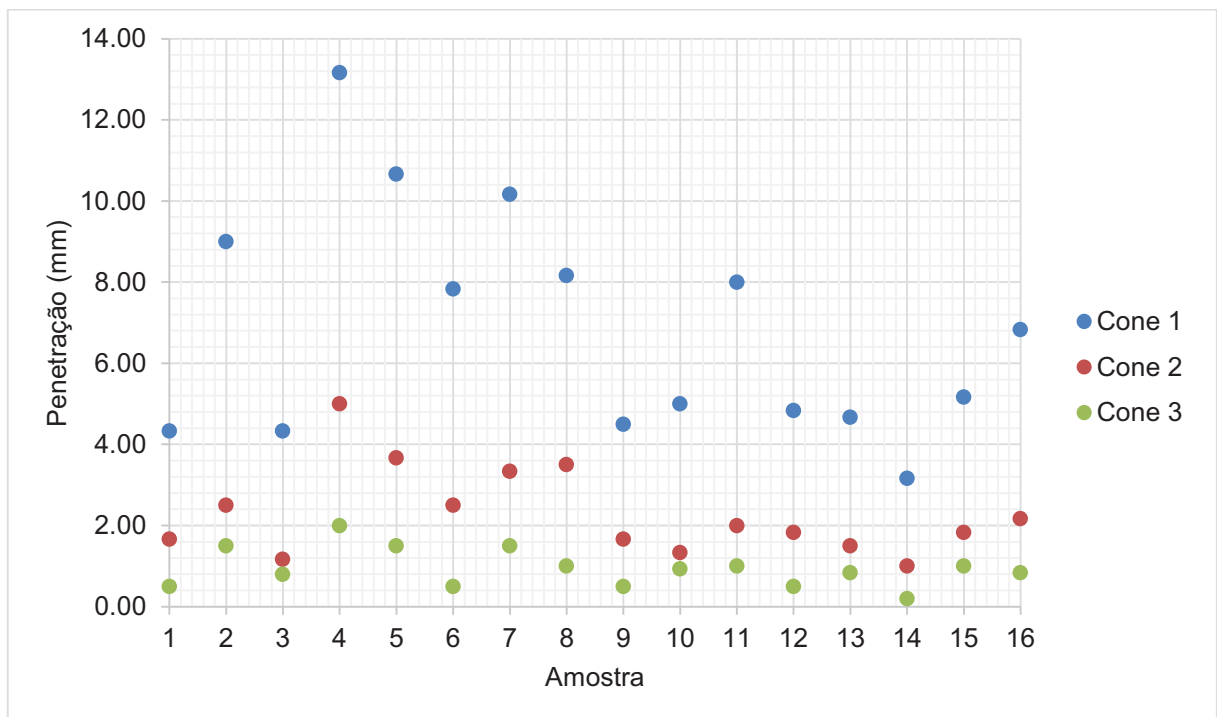


FONTE: AUTORA, 2018.

A linha de tendência que melhor se ajustou para os gráficos de resistência não drenada versus penetração para a condição indeformada foi a linha de tendência potencial. Considerando todos os resultados obtidos, o valor de R^2 ficou em 0,3412, indicando um ajuste inconsistente. Entretanto, quando analisados individualmente, as linhas para cada cone apresentam valores de R^2 adequados, acima de 0,97, mostrando uma boa correlação entre os resultados obtidos. Neste gráfico, pode-se observar que cada cone gera uma inclinação diferenciada das demais, confirmando que a penetração é inversamente proporcional aos valores de resistência não drenada. O gráfico de resistência não drenada versus penetração se assemelha com o gráfico obtido (figura 7 – página 29) por Garneau e LeBihan (1977), indicando correspondência à estudos anteriores.

As variações entre as penetrações para os três cones para uma mesma amostra não são constantes, devido à anisotropia dos solos e aos parâmetros de ângulo de abertura e massa de cada cone. O gráfico 28 demonstra a variabilidade nas penetrações medidas para cada amostra e na tabela 23 apresentam-se os valores de penetração para a condição amolgada para cada cone e suas respectivas médias e desvios padrões.

FIGURA 29 - VARIAÇÃO DA PENETRAÇÃO (mm) PARA AS AMOSTRAS ESTUDADAS



FONTE: AUTORA, 2018.

TABELA 23 - VALORES DE PENETRAÇÃO PARA CADA CONE NA CONDIÇÃO INDEFORMADA

Amostra	Cone 1	Cone 2	Cone 3	Média	Desvio Padrão
1	4,33	1,67	0,50	2,17	1,96
2	9,00	2,50	1,50	4,33	4,07
3	4,33	1,17	0,80	2,10	1,94
4	13,17	5,00	2,00	6,72	5,78
5	10,67	3,67	1,50	5,28	4,79
6	7,83	2,50	0,50	3,61	3,79
7	10,17	3,33	1,50	5,00	4,57
8	8,17	3,50	1,00	4,22	3,64
9	4,50	1,67	0,50	2,22	2,06
10	5,00	1,33	0,93	2,42	2,24
11	8,00	2,00	1,00	3,67	3,79
12	4,83	1,83	0,50	2,39	2,22
13	4,67	1,50	0,83	2,33	2,05
14	3,17	1,00	0,20	1,46	1,53
15	5,17	1,83	1,00	2,67	2,20
16	6,83	2,17	0,83	3,28	3,15
Média	6,86	2,29	0,94		
Desvio padrão	2,84	1,08	0,48		

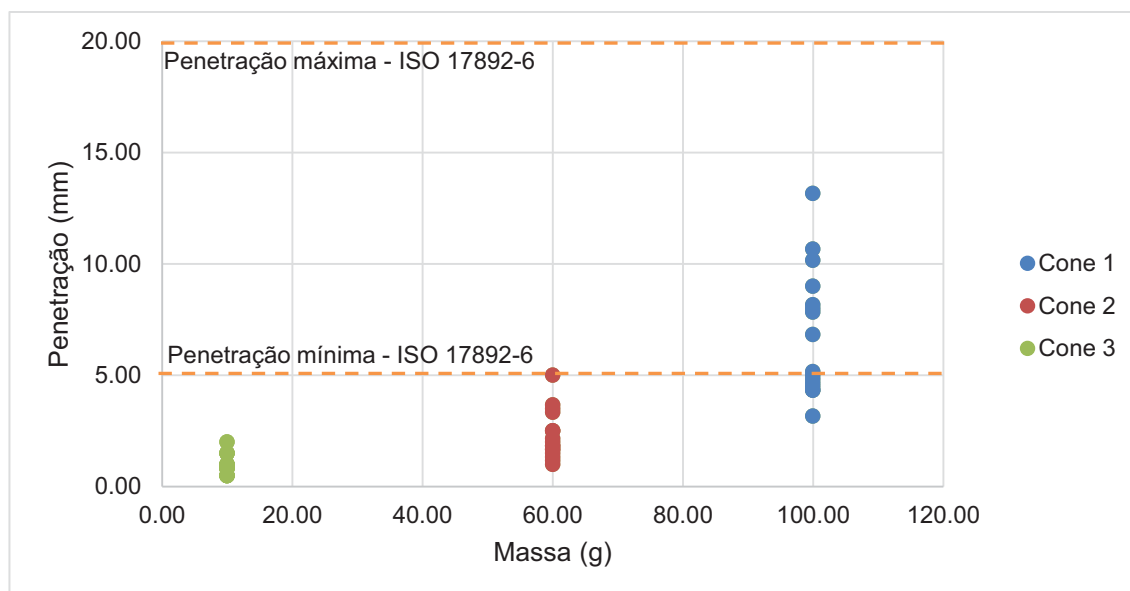
Fonte: A autora (2018).

Das amostras estudadas, a amostra que apresenta maior dispersão de valores de penetração em milímetros é o número 4 e demonstrou ser o maior valor de penetração nos três cones. A menor dispersão obtida foi na amostra 14. Avaliando os cones, temos que o cone 1 apresenta maior média e desvio padrão e o cone 3 os menores valores de média e desvio padrão, pode-se justificar pelo fato de que o cone 3 é o cone mais leve e seu intervalo de penetração é limitado. Portanto podemos concluir que o cone 1 é o cone que melhor se ajusta devido ao fato de ter mais abrangência no intervalo de penetração e ser o cone mais pesado.

O próximo critério avaliado foi a influência da massa do cone sobre a penetração medida durante o ensaio conforme figura 29 abaixo, recordando que as massas dos cones são de 100 gramas (cone 1), 60 gramas (cone 2) e 10 gramas (cone 3). Observa-se que quanto maior a massa do cone, maior será o intervalo de penetração atingido, portanto existe influência da massa nos resultados obtidos. No caso das amostras ensaiadas, o cone que melhor se ajustou foi o cone 1 (100 gramas) por ter alcançado um intervalo de 3,17 a 13,17 mm. O cone 2 (60 gramas) apresentou uma faixa de valores de 1 a 5 milímetros e o cone 3 obteve a menor

faixa de valores de 0,5 a 2 milímetros. Caso a consideração sobre o intervalo de penetração da norma ISO17892-6 (5 – 20 milímetros) tivesse sido validada, o cone 2 e 3 não seriam as opções mais adequadas para a caracterização do material.

FIGURA 30 - GRÁFICO DA PENETRAÇÃO (mm) X MASSA (g)



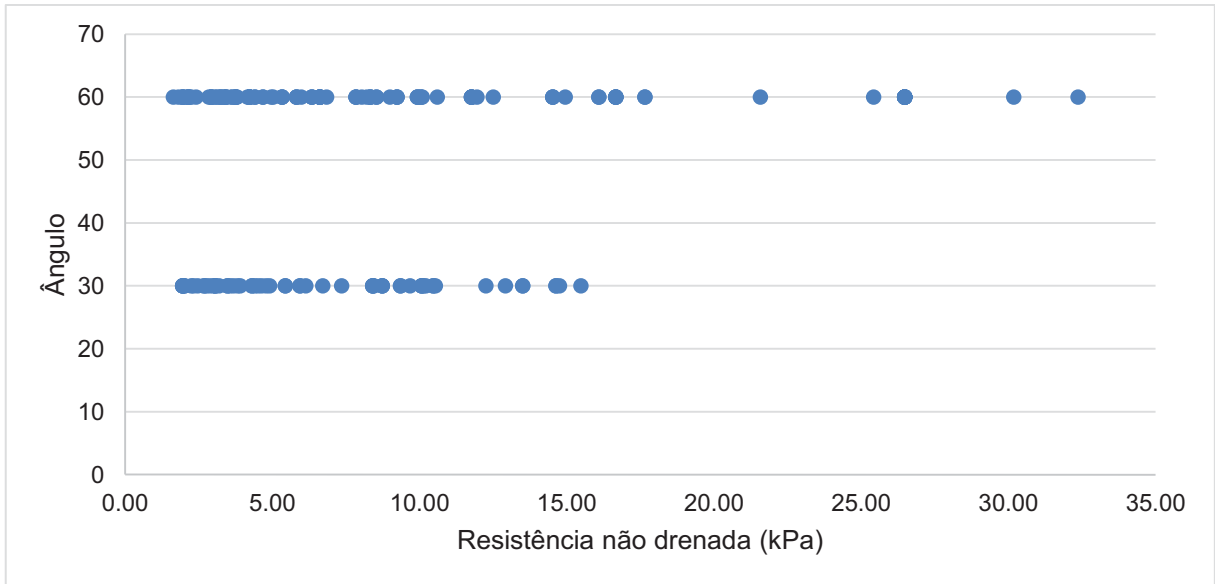
FONTE: AUTORA, 2018.

Avaliando o desempenho dos cones para cada amostra, o cone que melhor se encaixa no intervalo de penetrações – 5 a 20 milímetros – da norma ISO17892-6 é o cone 1 (100 gramas e ângulo de abertura de 30°). Quanto aos cones 2 e 3, eles apresentam faixa de valores menores do que o mínimo aceito pela norma. Pode-se dizer que as penetrações mais baixas evidenciam resistências não drenadas incoerentes com a realidade. Comparando a resistência não drenada em uma mesma amostra (vide tabela 18), nota-se que os valores tendem a aumentar conforme a massa do cone diminui ou não apresentam correlação lógica entre os valores, e nesta avaliação não foi possível encontrar uma relação ou um padrão que classifique esta diferença claramente.

A análise feita considerando o ângulo do cone levou à duas constatações coerentes, porém inconclusivas. A primeira indica que a resistência não drenada obtida com os cones de 60° foi maior do que com o cone de 30° (figura 30) e a segunda demonstra que as penetrações com o cone de 30° apresentam maiores valores (figura 31), isto deve-se a resistência não drenada ser inversamente proporcional à penetração. Observando os valores de penetração dos ensaios, é

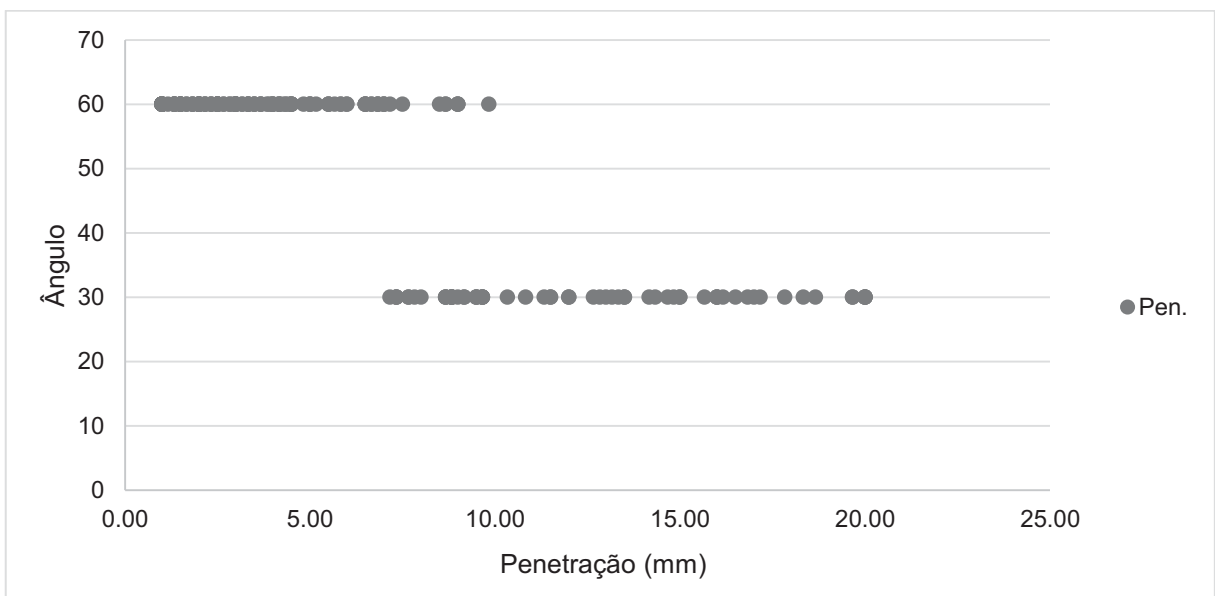
possível que um cone de ângulo de abertura entre 30° e 60° faria um ajuste no intervalo de penetrações, abrangendo uma faixa intermediária. Nas figuras 29 e 30 são apresentadas as análises para o ângulo de abertura do cone.

FIGURA 31 - ANÁLISE DO ÂNGULO VERSUS RESISTÊNCIA NÃO DRENADA



FONTE: AUTORA, 2018.

FIGURA 32 - ANÁLISE DO ÂNGULO VERSUS PENETRAÇÃO



FONTE: AUTORA, 2018.

5.1.1. Fórmula proposta

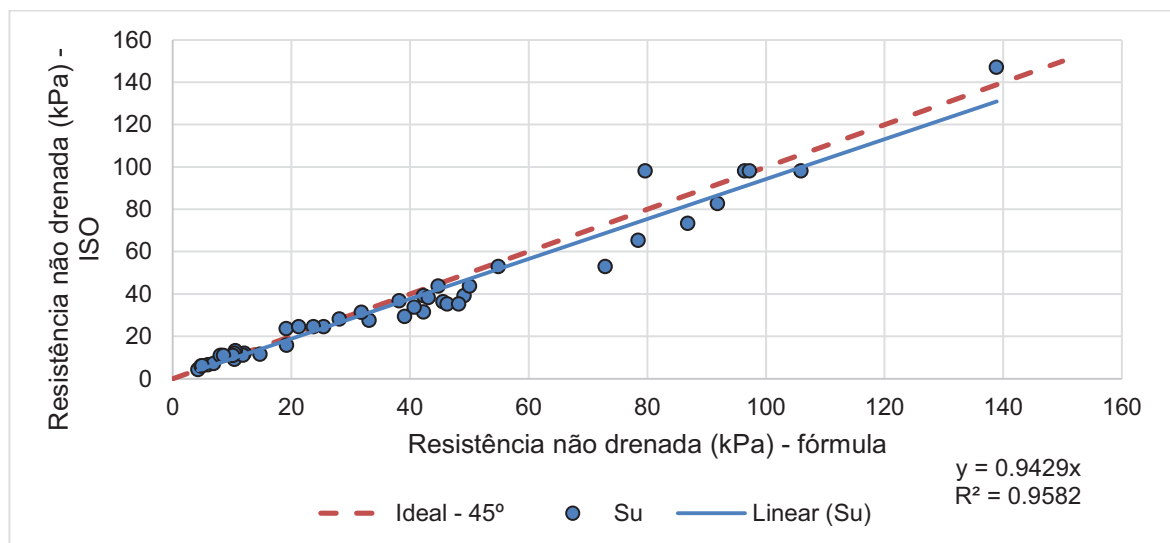
Durante a execução do presente trabalho, na avaliação de cada parâmetro e suas influências na fórmula recomendada pela norma ISO17892-6 (equação 4) e na análise dos resultados de *Fall cone* obtidos nesta pesquisa, utilizou-se a formulação básica do ensaio de cone proposta por Hansbo em 1957 (item 2.3.1.1) e a análise dimensional para desenvolver uma equação que descarta o uso do coeficiente K , o qual relaciona o ângulo de abertura do cone, a taxa de cisalhamento e a sensibilidade das argilas. Nesta fórmula elaborada, os parâmetros considerados são mais facilmente encontrados e independem de conhecimento prévio das características da amostra, apenas leva-se em conta a massa e o ângulo do cone, e a penetração medida durante o ensaio.

$$S_u = \left(\frac{Q \cdot g}{P^2} \right) \cdot \cos^2 \alpha \quad (12)$$

Sendo que S_u é a resistência não drenada em kPa, Q é a massa do cone em gramas, g é a aceleração da gravidade em m/s^2 , P é a penetração do cone em milímetros e α é o ângulo do cone.

A figura 32 mostra a resistência não drenada determinada pelo ensaio de *Fall cone* pela fórmula da norma ISO17892-6 (equação 4) e pela fórmula proposta (equação 12) para os resultados encontrados na condição indeformada.

FIGURA 33 - CORRELAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE FALL CONE E A FÓRMULA PROPOSTA (EQUAÇÃO 12) PARA A CONDIÇÃO INDEFORMADA



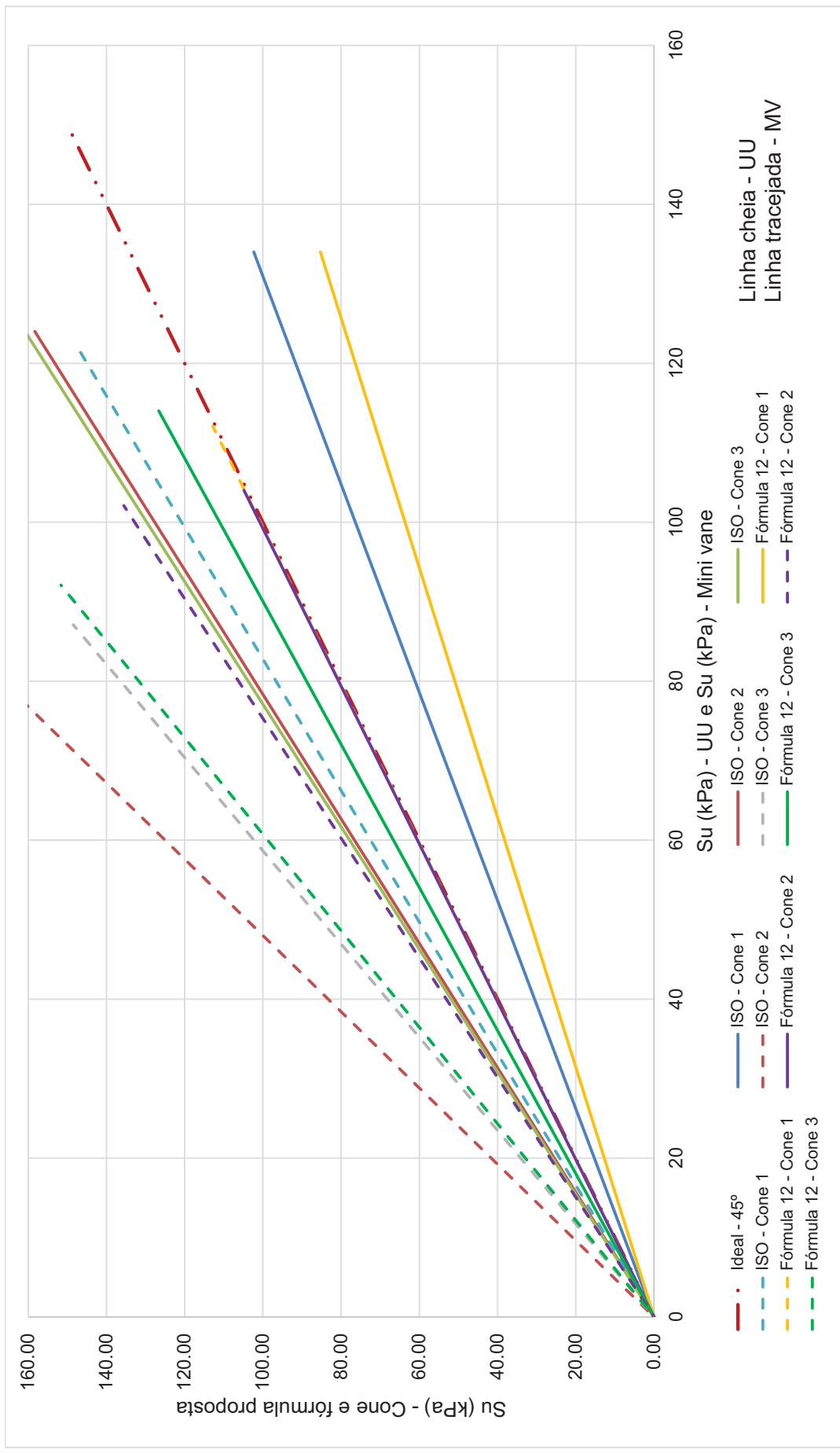
FONTE: AUTORA, 2018.

A linha de tendência do gráfico foi fixada em 45 graus para que pudesse ser avaliada a correlação ideal entre os dados. As linhas de tendência apresentam boa correlação e nota-se que conforme os valores de resistência não drenada crescem, os dados tendem a dispersar da correlação ideal. De acordo com os resultados apresentados na figura 32, a fórmula proposta (equação 12) mostra elevado potencial para a aplicação prática e pode ser uma alternativa para o cálculo da resistência não drenada desconsiderando o fator empírico K . Para os valores de resistência não drenada de até 40 kPa, a equação 12 aparenta ter um ajuste apropriado, portanto seria interessante investigar a aplicabilidade da fórmula.

Os resultados de resistência não drenada para os ensaios de *Fall cone*, ensaio de palheta de laboratório e triaxial UU para condição indeformada foram avaliados pelas linhas de tendência lineares dos valores obtidos e comparadas com o ajuste ideal de 45°. O ensaio de *Fall cone* foi avaliado de duas maneiras: pela formulação tradicional da ISO17892-6 e a equação 12 proposta no presente trabalho de forma a validá-la quando comparada com os ensaios convencionais executados.

No gráfico 33 abaixo, a análise foi realizada considerando as linhas de tendência lineares de cada ensaio avaliado para ficar melhor visualmente. As linhas cheias têm como referencial de estudo (eixo X) os resultados de triaxial UU e as linhas tracejadas têm como referencial de estudo os ensaios de palheta de laboratório (MV).

FIGURA 34 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CONE, TRIAXIAL UU, PALHETA DE LABORATÓRIO E FÓRMULA



FONTE: AUTORA, 2018.

A fórmula desenvolvida (equação 12) não possui a influência do coeficiente empírico K da formulação tradicional (ISO17892-6) o que se apresenta como um ponto positivo e verifica-se que utilizando a equação com os parâmetros de entrada do cone 1 e os resultados correspondentes de palheta de laboratório, os dados quase se sobrepõem à linha ideal. O mesmo se verifica para os valores de resistência não drenada pelo ensaio triaxial UU e os valores obtidos através da fórmula com os parâmetros de entrada do cone 2.

Apenas duas linhas de tendência ficaram abaixo da linha ideal, a linha considerando os resultados de cone 1 determinados pela fórmula da norma ISO17892-6 versus triaxial UU e a linha considerando os resultados pela equação 12 para valores de entrada do cone 1 versus triaxial UU, indicando que as resistências não drenadas obtida com o cone 1 são menores que os valores obtidos pelo triaxial UU, seja pela fórmula da ISO17892-6 ou pela equação 12.

Nas demais condições, observa-se que os resultados obtidos pelo cone são maiores que os resultados obtidos pelo ensaio de palheta e ensaio triaxial UU. Considerando os resultados de ensaio triaxial UU para o cone 2 e 3, as linhas de tendência ficaram bem próximas entre si e acima da linha ideal.

Em alguns casos, como os resultados de resistência não drenada para o cone 2 comparados com resultados de palheta de laboratório, a resistência não drenada pelo cone chega a ser 50% maior do que pelo ensaio de palheta de laboratório. Os ensaios de palheta de laboratório em seus resultados individuais já haviam apresentados curvas irregulares em que algum erro associado foi cometido, portanto seria interessante reavaliar este ensaio levando em consideração suas variáveis e particularidades e posteriormente, comparar novamente com o cone.

De modo geral, para condição indeformada o cone 3 não seria a opção mais apropriada para execução dos ensaios de cone devido às baixas penetrações atingidas. Dentre os resultados de cone 1 e 2, sempre há um cone que se ajusta melhor ao valor encontrado pelos ensaios triaxiais UU (conforme tabela 24 abaixo), isto se deve às características de consistência da amostra e a massa do cone utilizado. Os ensaios de cone e triaxial UU apresentam uma compatibilidade pouco significativa, diferente da esperada. Considerando a relação S_u pelo ensaio de cone e pelo ensaio triaxial UU, temos que a média para o Cone 1 é de 0,94 e para o cone 2 é de 1,67, isto é, o cone 1 quando comparado ao ensaio triaxial UU apresenta

valores mais baixos de resistência e para o cone 2, valores de resistência notavelmente maiores. Por exemplo, na amostra 10, o resultado de resistência para o cone 2 é 9,19 vezes maior que o valor obtido pelo ensaio triaxial UU. Na tabela 24 também serão considerados os valores obtidos pela equação 12.

TABELA 24 - VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA TRIAXIAL UU E CONE

Amostra	Su - UU	Su (ISO p/ Cone 1)	Su (ISO p/ Cone 2)	Su (Eq. 12 p/ Cone 1)	Su (Eq. 12 p/ Cone 2)	Su (ISO p/ Cone 1) / Su (UU)	Su (ISO p/ Cone 2) / Su (UU)
1	41	49,11	54,91	39,14	52,92	1,20	1,34
2	10	10,43	23,76	9,07	23,52	1,04	2,38
3	74	42,26	101,43	39,14	108,00	0,57	1,37
4	11	4,26	4,78	4,24	5,88	0,39	0,43
5	32	5,93	8,18	6,46	10,93	0,19	0,26
6	26	12,06	19,12	11,98	23,52	0,46	0,74
7	8	6,92	10,58	7,11	13,23	0,87	1,32
8	12	11,84	10,42	11,02	12,00	0,99	0,87
9	48	45,59	72,95	36,30	52,92	0,95	1,52
10	10	39,11	91,86	29,40	82,69	3,91	9,19
11	50	14,73	38,17	11,48	36,75	0,29	0,76
12	62	42,31	50,03	31,46	43,74	0,68	0,81
13	39	40,73	78,45	33,75	65,33	1,04	2,01
14	63	86,84	138,90	73,30	147,00	1,38	2,20
15	47	33,09	44,79	27,53	43,74	0,70	0,95
16	49	19,19	31,82	15,74	31,31	0,39	0,65

Legenda: Su – resistência não drenada, UU – ensaio triaxial não adensado não drenado.

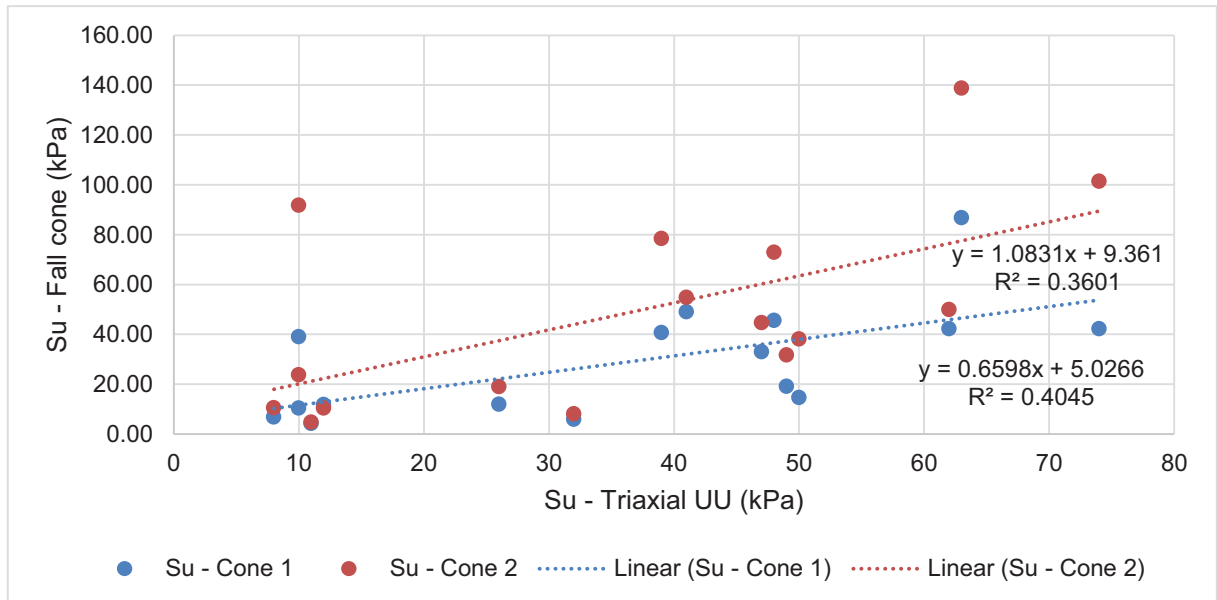
Fonte: A autora (2018).

Lemos (2014) também comparou os resultados obtidos através do ensaio triaxial UU e ensaio de cone, e os resultados gerais não exibiram boa correspondência e a média da relação de S_u entre UU e cone foi de 0,66, a conclusão foi que se fossem feitas às devidas considerações quanto às características das amostras e metodologia de ensaio se torna possível alcançar resultados mais coerentes.

A comparação de resultados obtidos entre o ensaio triaxial UU e o ensaio de *Fall cone* para o cone 1 e cone 2 através de um gráfico é disposta abaixo (figura 34). Os resultados apresentam uma correlação pouco significativa com R^2 de 0,40 para o cone 1 e 0,36 para o cone 2. Buscando justificativas para este comportamento, houve a tentativa de se encontrar padrões entre os valores ou algum critério em que

fosse possível classificar os dados, porém não foi possível, entretanto pode-se citar a diferença entre o modo de ruptura dos ensaios.

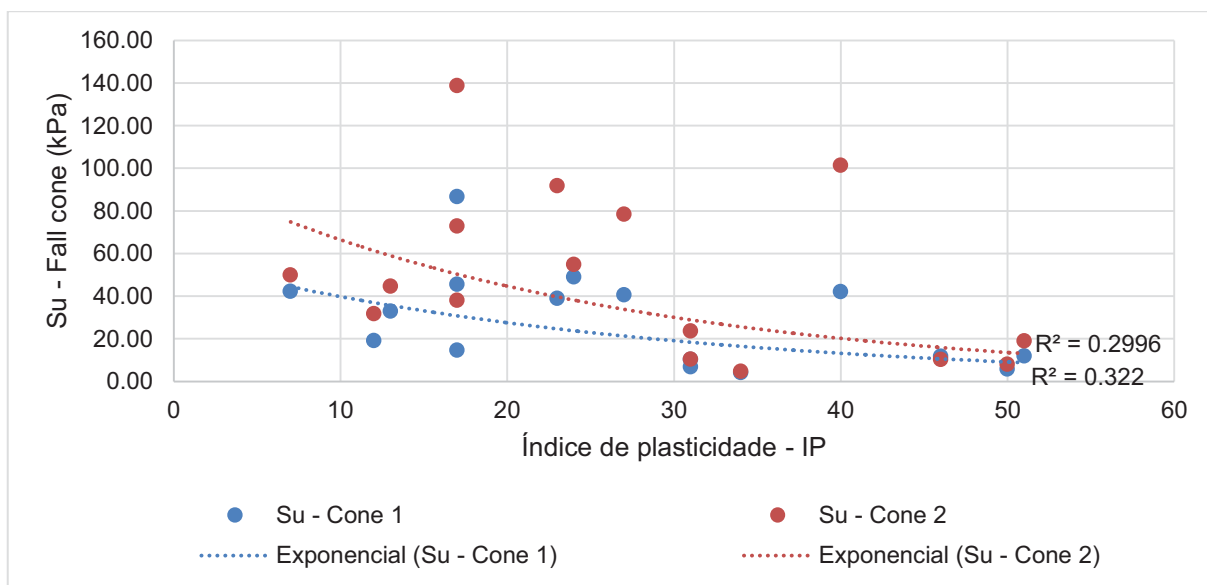
FIGURA 35 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE TRIAXIAL UU E FALL CONE



FONTE: AUTORA, 2018.

Para avaliação da influência da caracterização nos resultados de cone (cone 1 e cone 2), considerou-se o índice de plasticidade (*IP*), percentual de finos e sensibilidade. A literatura técnica apresenta formulações semi-empíricas e empíricas para o cálculo da resistência não drenada através de *IP* e da tensão de sobreadensamento segundo o item 2.3.1.5.. No presente trabalho, os dados de tensão de sobreadensamento não estavam disponíveis e tentou-se analisar os valores obtidos através do cone, porém não foi encontrada correlação conforme demonstra a figura 35. Os valores de R^2 obtidos também foram pouco expressivos.

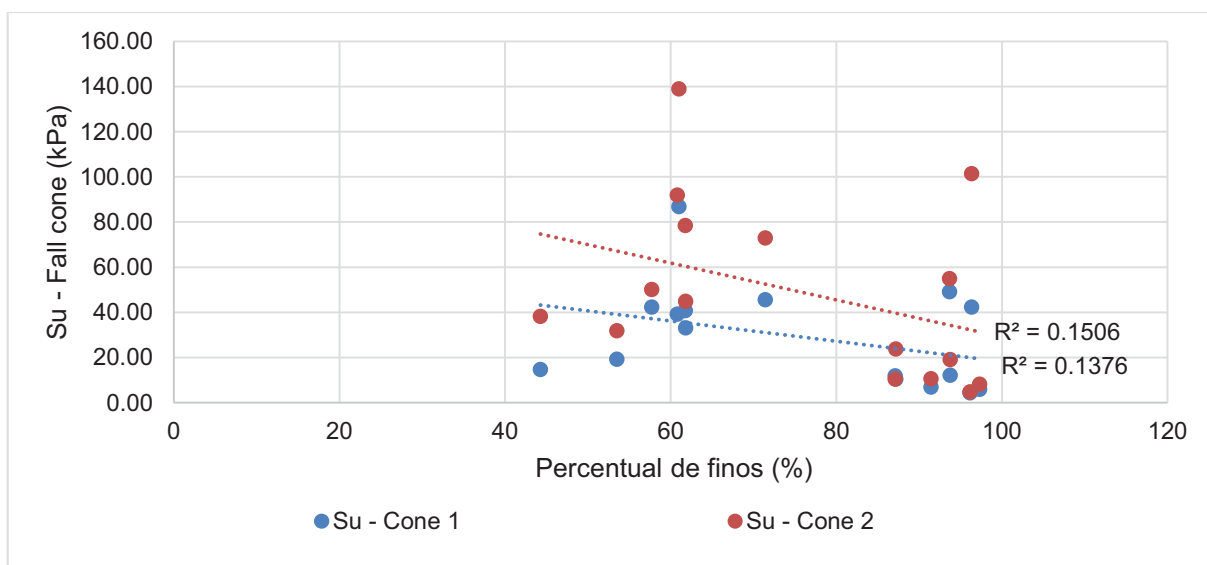
FIGURA 36 – COMPARAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE PLASTICIDADE E RESULTADOS PELO CONE



FONTE: AUTORA, 2018.

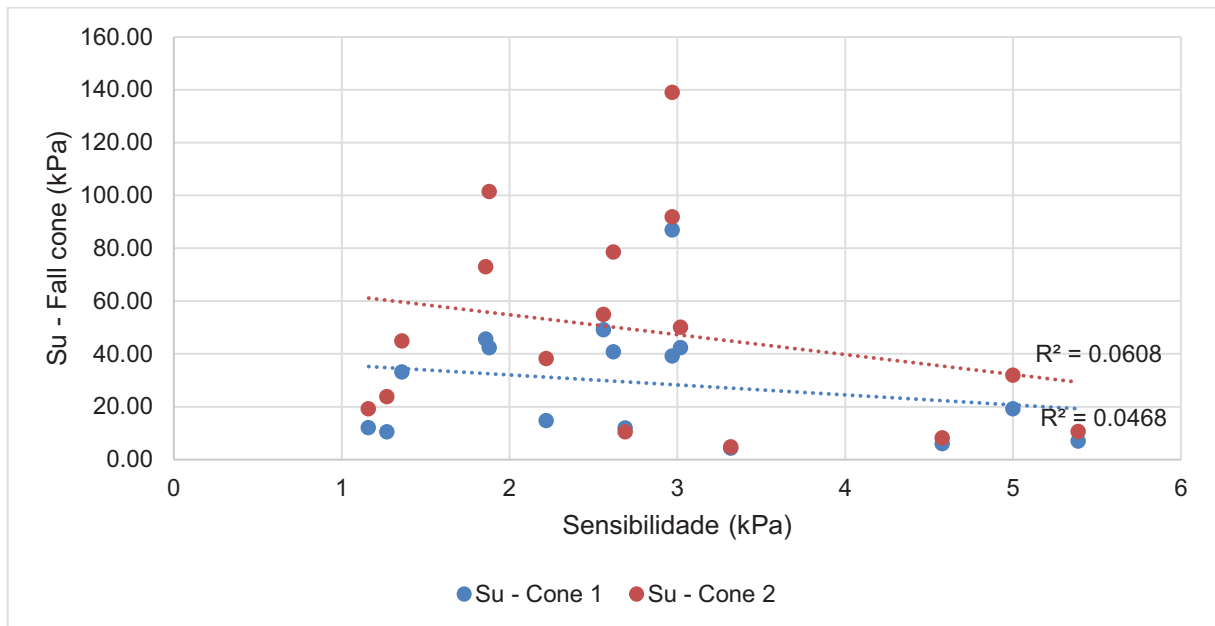
Os demais gráficos da avaliação da influência da caracterização, como percentual de finos e sensibilidade, são apresentados abaixo nas figuras 36 e 37. Da mesma forma que para o índice de plasticidade, não foi possível encontrar um ajuste que comprovasse a influência do percentual de finos e da sensibilidade nos resultados de resistência não drenada.

FIGURA 37 - COMPARAÇÃO ENTRE O PERCENTUAL DE FINOS E OS RESULTADOS DE CONE



FONTE: AUTORA, 2018.

FIGURA 38 - COMPARAÇÃO ENTRE A SENSIBILIDADE E OS RESULTADOS DE CONE

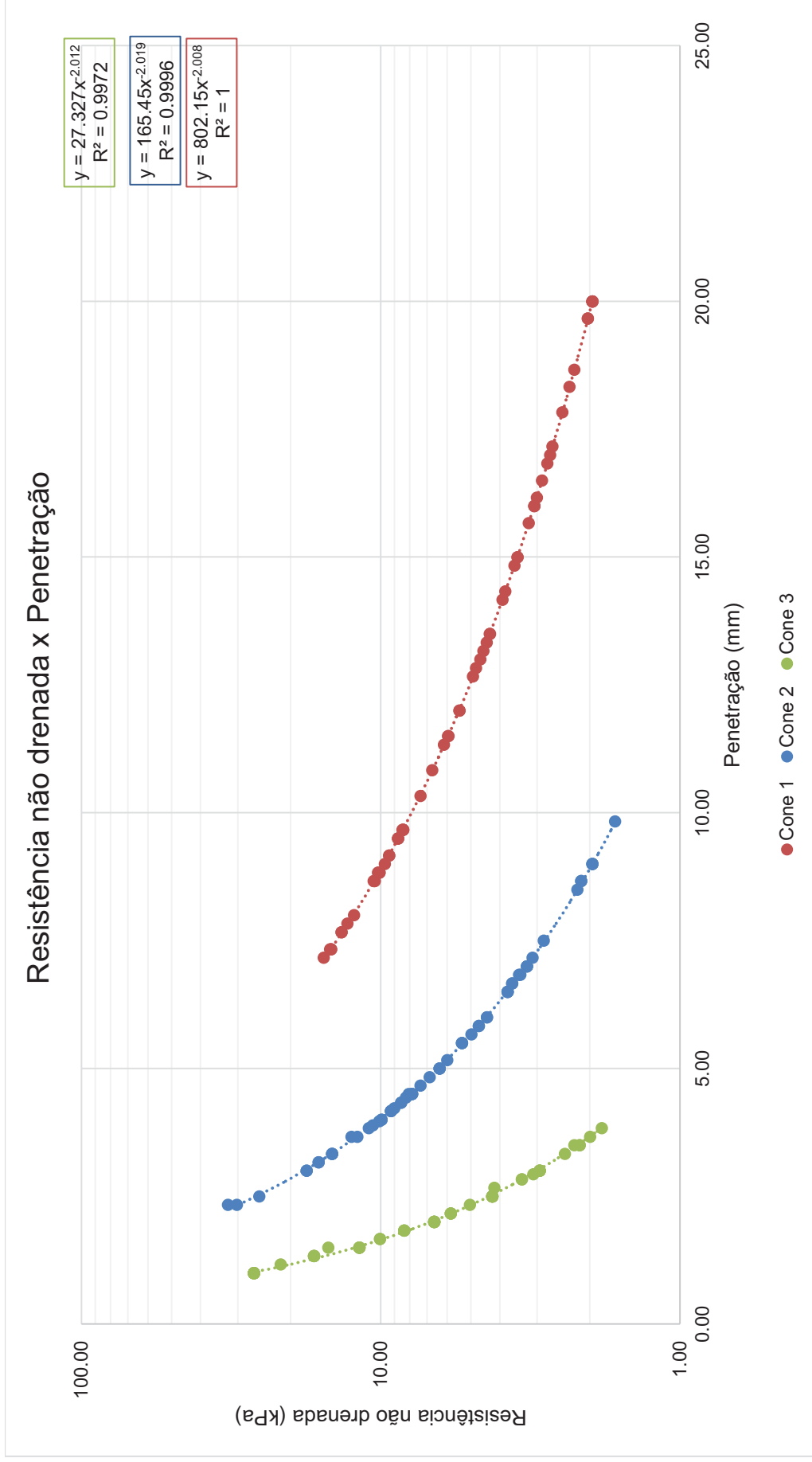


FONTE: AUTORA, 2018.

5.2. CONDIÇÃO AMOLGADA

Para a condição amolgada, a primeira consideração será quanto os valores de resistência não drenada e a penetração medida durante o ensaio de *Fall cone* para os três tipos de cone e os diferentes recipientes estudados. A linha de tendência que melhor se ajustou para os gráficos de resistência não drenada versus penetração para a condição amolgada foi a linha de tendência potencial, conforme visto anteriormente na condição indeformada. Os valores estão apresentados na figura 38.

FIGURA 39 - GRÁFICO RESISTÊNCIA NÃO DRENADA X PENETRAÇÃO



FONTE: AUTORA, 2018.

Neste gráfico (figura 38), também se observa uma inclinação distinta das outras para cada tipo de cone, confirmando novamente o fato da penetração ser inversamente proporcional aos valores de resistência não drenada. Da mesma maneira que para a condição indeformada, quando analisados por cone, as linhas de tendência para cada cone apresentam valores de R^2 consistentes, acima de 0,99, mostrando uma boa correlação entre os resultados obtidos. Lembrando que para cada cone estão sendo considerados todos os resultados obtidos pelos recipientes estudados.

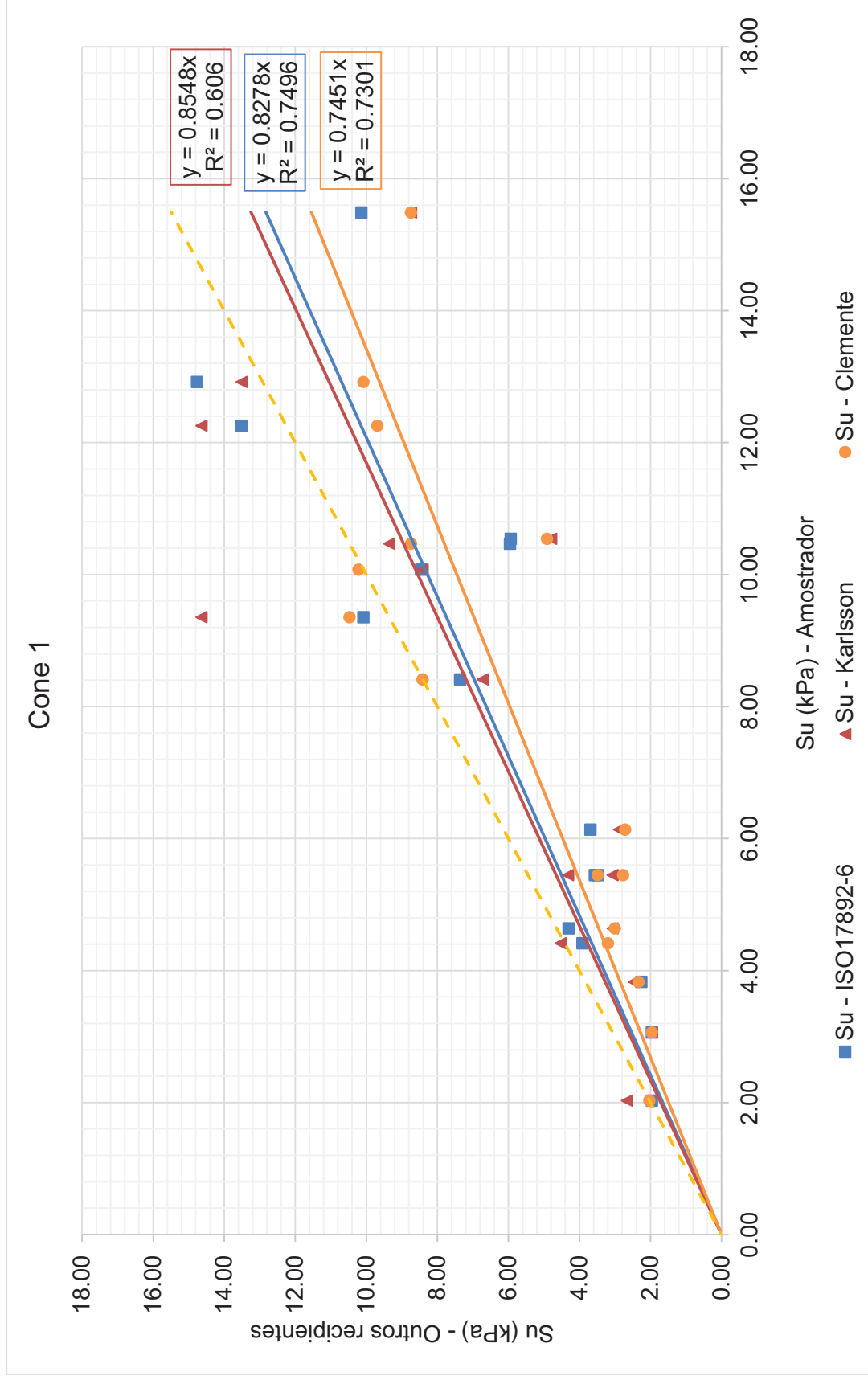
As variações entre as penetrações para os três cones para uma mesma amostra não são constantes, mas para esta condição os valores apresentam um padrão de comportamento: a diferença de penetração entre os valores de cone 1 e 2 é de, no mínimo, 1,3 vezes a diferença entre os valores de cone 2 e 3. Quando avaliadas as penetrações nos diferentes recipientes estudados para o mesmo cone e para uma mesma amostra, os valores são similares, variando em torno de 2 milímetros para penetrações de até 10 milímetros. Para penetrações maiores, os valores apresentam diferenças de até 4 milímetros.

A avaliação da influência da massa do cone sobre a penetração medida durante o ensaio para condição amolgada teve a mesma conclusão da avaliação feita para a condição indeformada, o cone que melhor se ajustou para os materiais foi o cone 1 (100 gramas). O intervalo de penetração para o cone 1 foi de 7,17 a 20 milímetros, para o cone 2 foi de 2,33 a 9,83 milímetros e para o cone 3 foi de 1,0 a 3,83 milímetros. Para a avaliação de acordo com o ângulo do cone, a conclusão também foi similar à encontrada para a condição indeformada.

O próximo critério de avaliação são os diferentes recipientes para detectar a influência das dimensões do reservatório nos valores de resistência não drenada, dessa maneira foram realizados ensaios em 03 recipientes: ISO 17892-6, Karlsson (1981) e Clemente (2015). Para melhor visualização do comportamento dos resultados de resistência não drenada para os diferentes recipientes estudados, os dados serão apresentados em formato gráfico nas figuras 39, 40 e 41 e estão separados por tipo de cone (Cone 1, Cone 2 ou Cone 3). O recipiente de referência de estudo considerado foi o amostrador e a linha de tendência ideal (45° graus) indicada em amarelo tracejado se refere aos dados obtidos por este recipiente. A

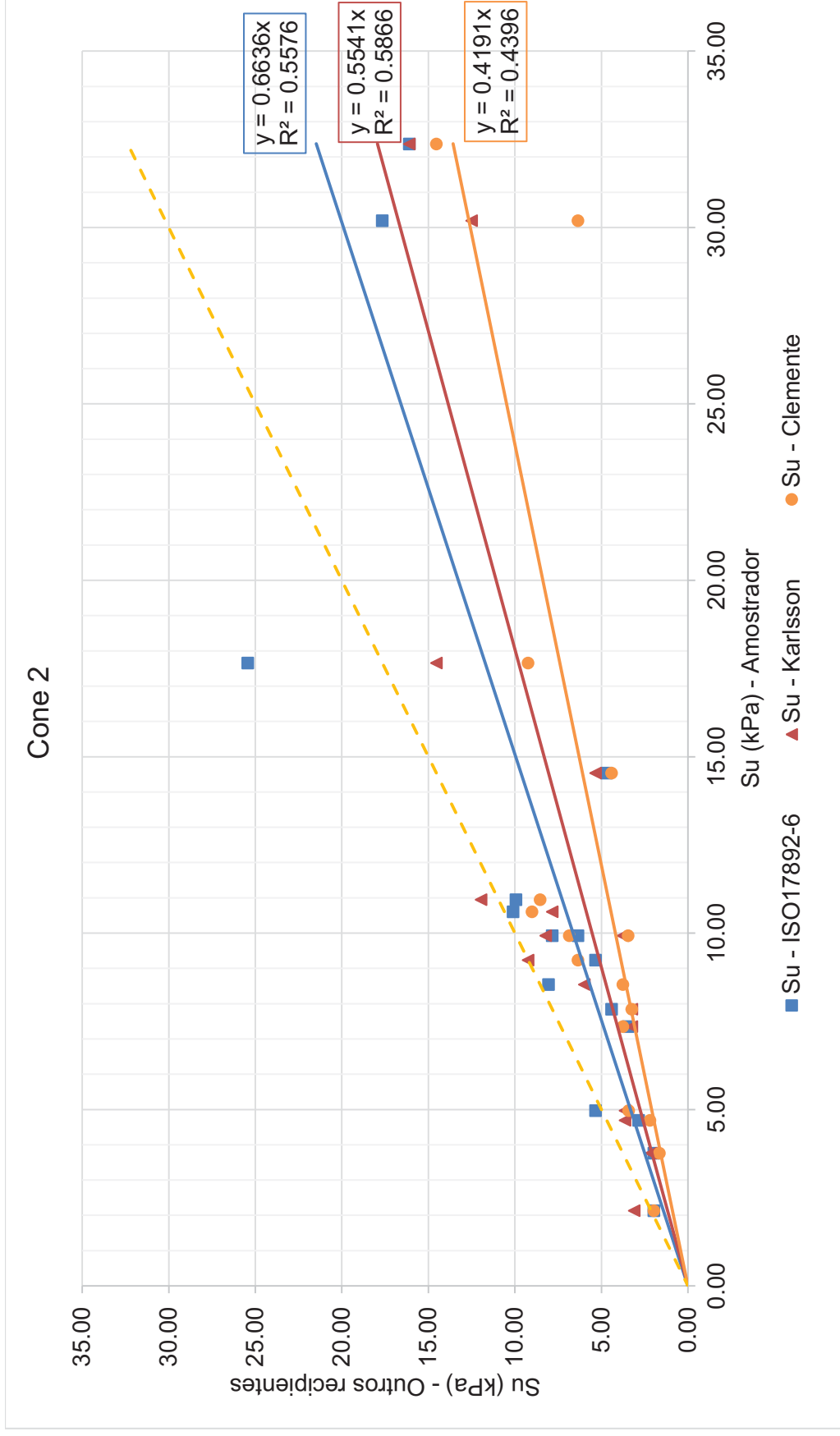
resistência não drenada obtida pelo cone 3 para a amostra 14 será desconsiderada em razão do valor elevado e distante da realidade.

FIGURA 40 - COMPORTAMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA OS DIFERENTES RECIPIENTES CONSIDERANDO O CONE 1



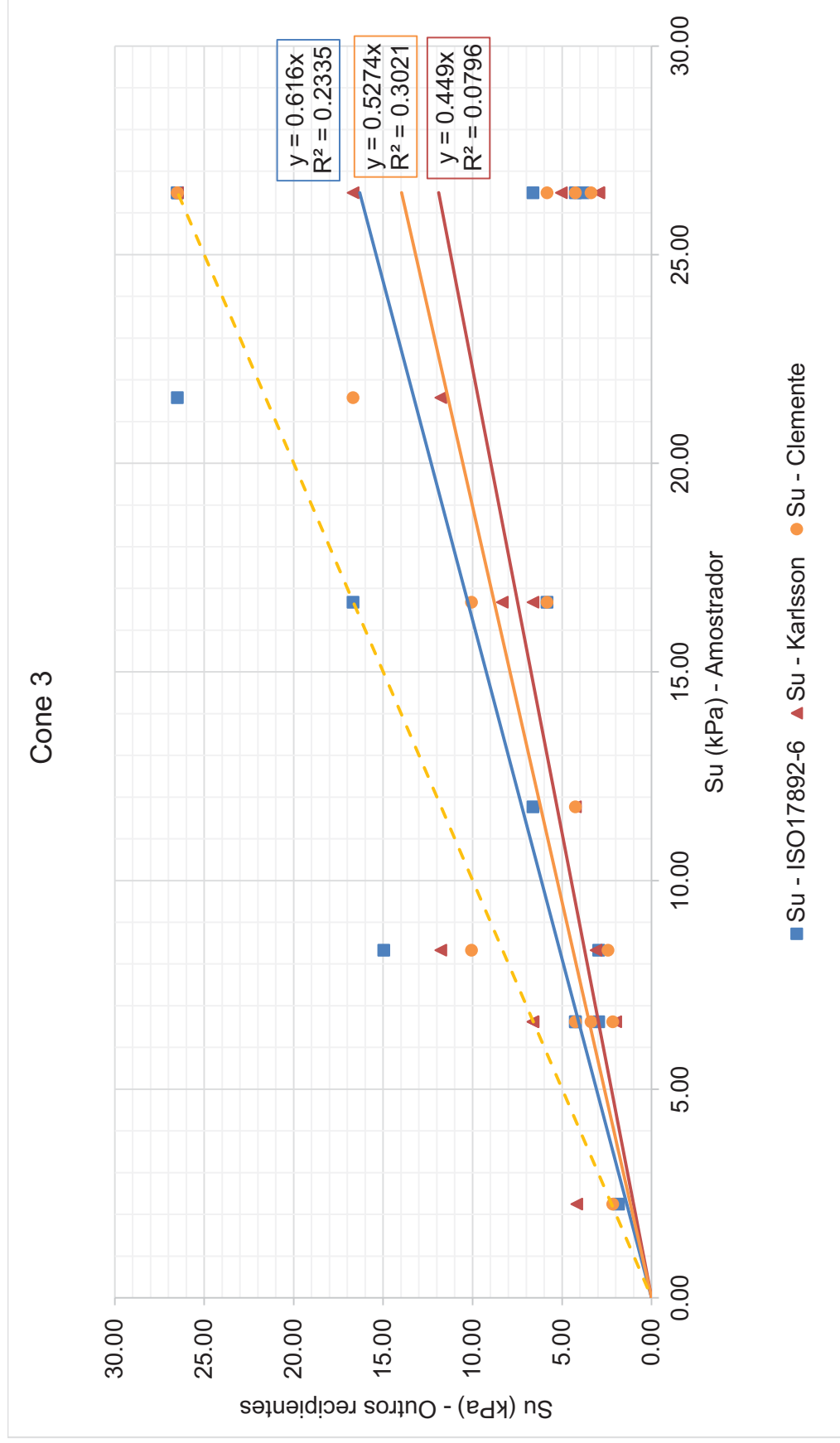
FONTE: AUTORA, 2018.

FIGURA 41 - COMPORTAMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA OS DIFERENTES RECIPIENTES CONSIDERANDO O CONE 2



FONTE: AUTORA, 2018.

FIGURA 42 - COMPORTAMENTO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA OS DIFERENTES RECIPIENTES CONSIDERANDO O CONE 3

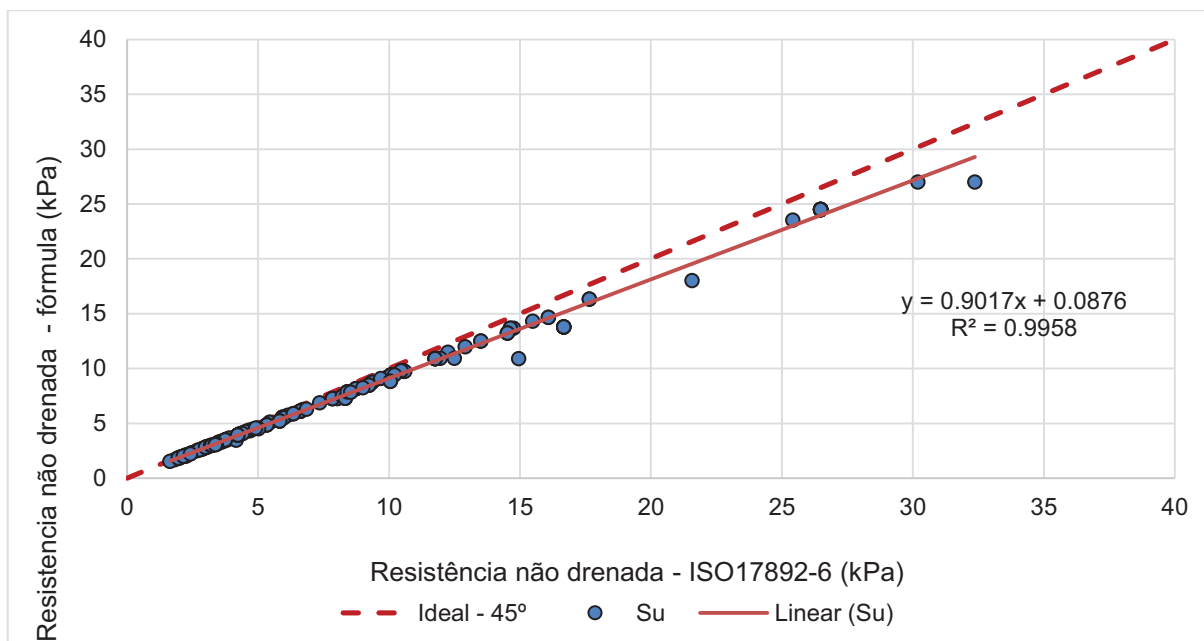


As linhas de tendência obtidas com os diferentes recipientes ficaram abaixo da linha de tendência considerada como ideal para todos os cones, isto demonstra que os valores obtidos com os recipientes da ISO17892-6, Karlsson e Clemente são menores que os encontrados no amostrador. Este fato pode ser explicado pelas relações H/D (altura/diâmetro) de cada recipiente, sendo que H/D é 1,0 para o amostrador; 0,73 para o reservatório ISO17892-6; 0,5 para Karlsson e 0,31 para Clemente. O amostrador apresenta maior relação altura/diâmetro entre os recipientes estudados.

Analisando os gráficos 39 a 41, nota-se que para cada cone houve um recipiente que melhor se ajustou de acordo com o R^2 obtido: para o cone 1 foi o recipiente da norma ISO17892-6, para o cone 2 foi o recipiente Karlsson (1981) e para o cone 3 foi o recipiente Clemente (2015). Quando se avalia o intervalo de penetração para as diferentes relações altura/diâmetro, verificam-se valores similares, porém não idênticos, indicando que as dimensões do recipiente têm certa influência na penetração do cone na amostra. Dessa forma, pode-se concluir que o recipiente é um fator que irá alterar a resistência não drenada de maneira sutil.

Para os valores de resistência não drenada na condição amolgada, também se avaliou a aplicação da equação desenvolvida no presente trabalho (equação 12) conforme figura 42. As linhas de tendência apresentam bom ajuste e confirmam o comportamento demonstrado pela condição indeformada. Observa-se que nesta condição os valores de resistência não drenada não tendem a dispersar da correlação ideal conforme crescem, no entanto, o valor máximo de resistência encontrado é menor que 40 kPa. O valor de R^2 obtido neste critério foi de 0,9958, uma correlação de R^2 alta entre os resultados, mostrando novamente que a fórmula pode ser uma opção para o cálculo da resistência não drenada sem a interferência do coeficiente empírico K .

FIGURA 43 - CORRELAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE FALL CONE E A FÓRMULA ENCONTRADA PARA CONDIÇÃO AMOLGADA

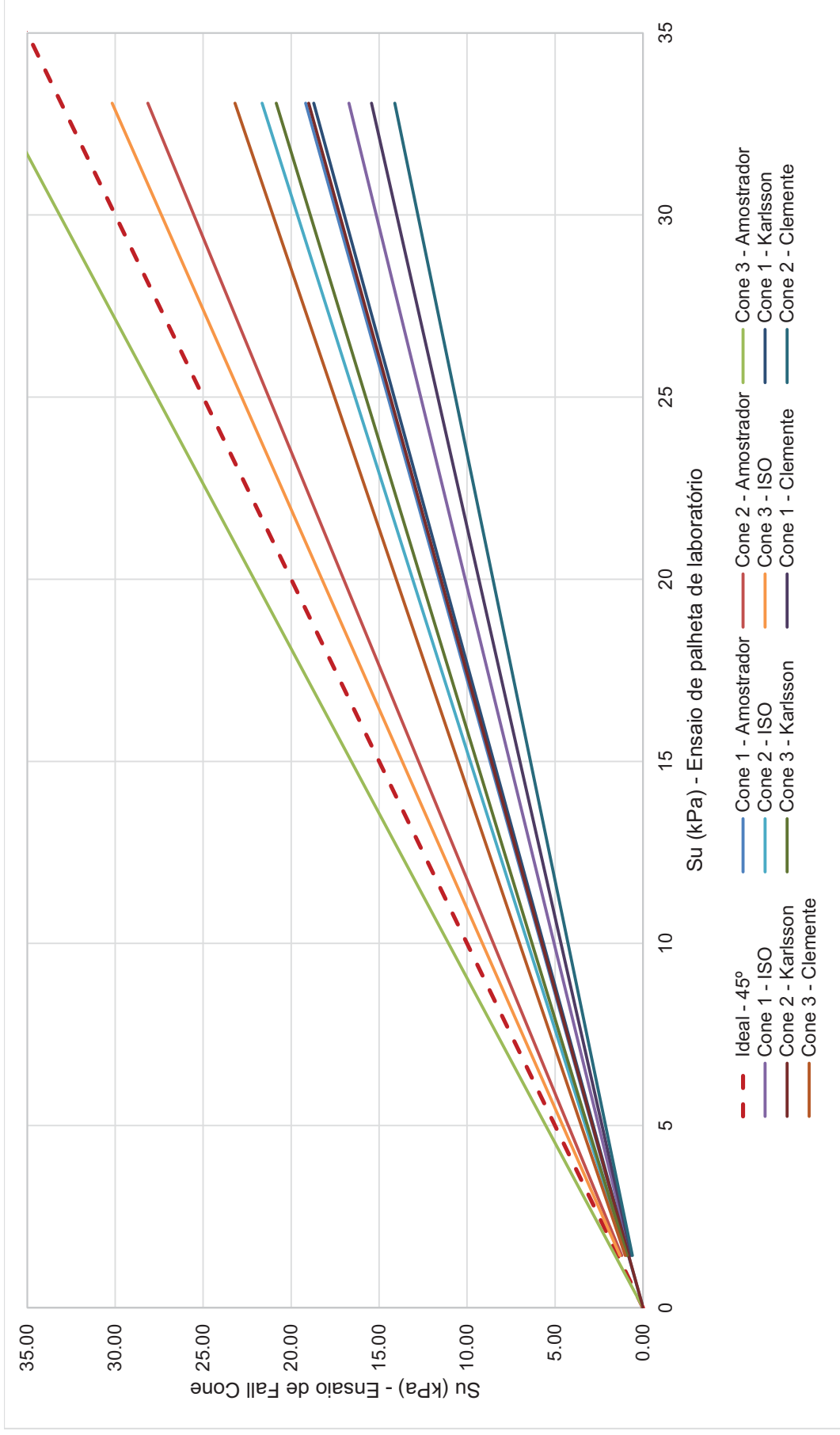


FONTE: AUTORA, 2018.

O cone 1 (100 gramas e ângulo de abertura de 30°) foi o cone que melhor se adequou para a condição amolgada e é o que se enquadra na recomendação de intervalo de penetrações da norma ISO17892-6. No cone 2 existem valores que se encaixam na faixa prevista pela norma, porém não são todos os valores e o cone 3 está situado abaixo do mínimo aceito pela norma. Do mesmo modo que para a condição indeformada, pode-se dizer que as penetrações menores são imprecisas e apontam valores de resistências não drenadas exageradas.

Comparando-se os resultados de cone e ensaio de palheta de laboratório (figura 43), temos que os valores obtidos para o cone são menores do que os valores para o ensaio de palheta, exceto no caso do ensaio utilizando o cone 3 executado no próprio amostrador. Em determinadas situações, os valores apresentam boa convergência e em outros, os resultados indicam uma variabilidade considerável. As curvas que mais se aproximaram do ideal foram os resultados obtidos pelo cone 3 no recipiente da ISO e no amostrador e pelo cone 2 no amostrador. O cone 1 apresentou as correlações mais baixas entre os avaliados. Nesta condição, os valores encontrados pela equação 12 não foram plotados no gráfico porque ficaram bem similares aos obtidos pela norma ISO17892-6.

FIGURA 44 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CONE E PALHETA DE LABORATÓRIO



FONTE: AUTORA, 2018.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No presente trabalho foi determinada a resistência ao cisalhamento não drenada de solos de origem marinha por meio do ensaio de Fall cone (ou Cone Sueco) e por ensaios convencionais da prática de engenharia geotécnica brasileira, como ensaio triaxial não adensado não drenado (UU) e ensaio de palheta de laboratório. A metodologia de ensaio utilizando o Fall cone para a determinação da resistência não drenada é muito simples e fatores como o tempo de execução do ensaio e o cálculo são menores que o ensaio triaxial UU ou ensaio de palheta de laboratório.

Neste estudo experimental confirmou-se a relação inversamente proporcional da resistência não drenada e da penetração proposta por Hansbo em 1957. O cálculo de determinação da resistência não drenada pela fórmula da norma ISO17892-6 tende a superestimar os valores de resistência devido às baixas penetrações, demonstrando valores não condizentes com a realidade e portanto deve ser utilizada com cautela. Os cones mais leves para estes materiais apresentaram baixas penetrações, da ordem de 0,5 a 3,8 milímetros, e verificando através da escala do equipamento podem ser consideradas como valores imprecisos ou inconsistentes.

A massa do cone utilizada no ensaio afeta os resultados: quanto maior a massa do cone, maior é o intervalo de penetração atingido. No caso dos materiais estudados foi o cone 1 (100 gramas e 30° de ângulo de abertura) que melhor se ajustou para as condições indeformada e amolgada. Como sugestão de trabalhos futuros, avaliar o uso de um cone mais pesado (maior que 100 gramas) ou um cone com peso intermediário entre 60 e 100 gramas.

Quanto às análises realizadas verificando a interferência do ângulo de abertura do cone, os resultados foram inconclusivos. Portanto como sugestão de pesquisa indicaria a realização de uma campanha experimental de ensaios de cone variando o ângulo de abertura em valores diferentes dos convencionais (30° ou 60°).

A relação altura/diâmetro (H/D) dos recipientes considerados nesta pesquisa influenciam sutilmente a resistência não drenada na condição amolgada devido às variações de penetração. Os valores de penetração para uma mesma amostra ficaram próximos ou similares, mas não indicaram interferência crítica no resultado da resistência não drenada. Neste sentido recomenda-se executar a análise

numérica da influência da altura e diâmetro, considerando a um reservatório com relação H/D maior que 1,0.

Como produto da presente pesquisa, obteve-se uma equação (12) para determinação da resistência não drenada que possui a vantagem de dispensar o uso do coeficiente empírico K e o cálculo da resistência não drenada depende apenas da massa e ângulo de abertura do cone e da penetração medida durante o ensaio. Para os materiais investigados, a fórmula apresentou uma boa correlação quando comparada com a formulação tradicional da ISO17892-6 tanto para a condição amolgada quanto para a indeformada. Quando comparada com os ensaios convencionais, a equação 12 utilizando o cone 1 se demonstrou compatível com os resultados de palheta de laboratório e a equação 12 usando o cone 2 indicou compatibilidade com o ensaio triaxial UU. A aplicabilidade da fórmula se demonstrou mais eficaz em resistências não drenadas menores do que 40 kPa. Como sugestão de trabalho futuro, seria analisar o uso da fórmula para solos de diferentes origens e para variadas faixas de resistência não drenada, a presente pesquisa considerou amostras de origem marinha com classificação majoritariamente silte segundo o SUCS logo seria interessante o ajuste quando consideradas amostras argilosas de alta plasticidade.

Com relação ao tipo de amostra, o cone mostrou que aparentemente não há influência considerável da caracterização (percentual de finos, índice de plasticidade e sensibilidade) nos resultados de resistência não drenada.

Como contribuição final desta pesquisa, pode-se afirmar que os ensaios de cone apresentam compatibilidade com os ensaios convencionais de ensaio triaxial UU e ensaio de palheta de laboratório, mas dependendo do cone utilizado, fator que deve ser sempre considerado. Para a determinação expedita da resistência não drenada, o ensaio de cone é um método simples e rápido de ser executado, permitindo um maior número de determinações em uma mesma amostra e é necessário para a execução do ensaio uma pequena quantidade de amostra, o que possibilita o uso como uma forma complementar aos ensaios clássicos. As diferenças de valores observadas com relação aos ensaios clássicos não permitem afirmar que o ensaio seja utilizado sozinho, sendo sempre necessária uma redundância para confirmação dos dados, pois conforme mostrado nesta pesquisa dependendo do cone utilizado, a resistência não drenada pode ser superestimada.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2850**: Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils. [S.I.], 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4648**: Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil. [S.I.], 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820**: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS1377**: Methods of test for soils for civil engineering purposes – Part 2: Classification tests. [S.I.], 1990.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS5930**: Code of practice for ground investigations. [S.I.], 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER ME 093**: Solos – Determinação da Densidade Real. [S.I.], 1994.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 17892**: Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil – Part 6: Fall cone test. [S.I.], 2014.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 19901**: Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures – Part 8: Marine soil Investigations. [S.I.], 2013.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. Oficina de textos, 2010.

BALDI, G.; HIGHT, D. W.; THOMAS, G. E. **A reevaluation of conventional triaxial test methods**. In: Advance Triaxial Testing of Soils and Rocks, ATSM STP 977, Philadelphia. 1988. p 219 – 223.

BARATA, F. E.; DANZIGER, B. R. Compressibilidade de argilas sedimentares marinhas moles brasileiras. **VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. 1986. p 99 – 112.

BARAN, K. **Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC**. Dissertação em Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, 2014, 335 f.

BARRETO, E. C. G. **Caracterização física, química, mineralógica e micromorfológica do solo mole do Porto de Santana, no Amapá**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da Baixada de Jacarepaguá, RJ**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2016, 292 p.

BRAND, E. W.; BRENNER, R. P. **Soft clay engineering: developments in geotechnical engineering**, v. 20. Elsevier Scientific Publishing Company, 1981.

BERTUOL, F. **Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2009, 204 f.

BICALHO, K. V.; GRAMELICH, J. C.; DOS SANTOS CUNHA, C. L. Comparação entre os valores do limite de liquidez obtidos pelos métodos de Casagrande e cone para solos argilosos brasileiros. **Comunicações geológicas 101**, Especial III, 2014, p. 1097 – 1099.

CABALAR, A. F.; MUSTAFA, W. S. Fall cone tests on clay-sand mixtures, **Engineering Geology**, Vol. 192, 2015, p. 154 – 162.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**, 6.ed. Editora LTC, 1988. 234 p.

CLEMENTE, C. W. **Determinação do limite de liquidez através do Cone Sueco.** 75 f. Trabalho de graduação (Bacharelado em Engenharia Civil) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

GARNEAU, R.; LE BIHAN, J. P. Estimation of some properties of Champlain clays with the Swedish fall cone, **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 14, 1977, p. 571 – 581.

HANSBO, S. **A new approach to the determination of the shear strength of clay by the Fall-Cone test.** Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings nº 14. Estolcomo, 1957.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. v. 2. John Wiley & Sons Inc, 1994.

HVORSLEV, M. J. **Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes**, Waterways Experiment Station, Vicksburg/USA, 1949.

KORT, D. A. Aspects on soil investigation for embankments on soft soil. **Proceedings of the Fourth International Conference on Site Characterization ISC-4**, Porto de Galinhas/PE. Taylor & Francis Group, 2013, vol.1, p 157 – 165.

KARLSSON, R. **Consistency limits: a manual for the performance and interpretation of laboratory investigations**, Swedish Council for Building Research, Part 6, 1981.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**, New York: J. Wile, 1969.

LARSSON, R.; BERGDAHL, U.; ERIKSSON, L. **Evaluation of shear strength in cohesive soils with special reference to Swedish practice and experience**. Information 3, Swedish Geotechnical Institute, Linköping/Suécia, 1984.

LARSSON, R.; AHNBERG, H. On the evaluation of undrained shear strength and preconsolidation pressure from common field tests in clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 42, 2005, p. 1221-1231.

LEMOS, S. G. F. P. **Estudo da resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório**. Dissertação em Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória/ES, 2014, 183 f.

LE ROUEIL, S.; LE BIHAN, J. P. Liquid Limits and fall cones, **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 33, 1996, p. 793 – 798.

MASSAD, F. O atrito lateral em estacas flutuantes nos sedimentos quaternários da Baixada Santista, à luz da história geológica. IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Salvador/BA, vol. 2., 1990, p. 421 – 428.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**, John Wiley & Sons, 2005. 560 p.

NINI, R. Effect of the Silt and Clay Fraction on the Liquid Limit measurements by Atterberg cup and fall cone penetrometer, **International Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 8, n. 2, 2014, p. 239 – 241.

OLIVEIRA, J. T. R. **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2002. 264 p.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3.ed. Terratek, 2007.

PÉREZ-FOGUET, A.; LEDESMA, A.; HUERTA, A. Analysis of the vane test considering size and time effects, **Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, nº 122, 1998.

PERSSON, E. **Empirical correlation between undrained shear strength and preconsolidation pressure in Swedish soft clays**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Royal Institute of Technology, Estocolmo/Suécia, 2017.

PINTO, C. S. Primeira conferência Pacheco Silva: Tópicos da Contribuição de Pacheco Silva e considerações sobre a resistência não drenada. **Solos e Rochas**, nº 15 (2), 1992, p. 49 – 87.

PÓVOA, L. M. M. **Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campo dos Goytacazes/RJ, 2016.

SCHERRER, H. U. Determination of liquid limit by the static cone penetration test. **Proceedings - 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations**, Paris/França, Vol. 1, 1961. p. 319 – 322.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2.ed. Oficina de Textos, 2012.

SRIDHARAN, A.; PRAKASH, K. Liquid limits and fall cones: Discussion, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, 1998, p. 407 – 408.

SPANNENBERG, M. G. **Caracterização geotécnica de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2003.

SRIDHARAN, A.; RAO, S. N.; RAO, G. V. Shear Strength Characteristics of Saturated Montmorillonite and Kaolinite Clays. **Soils and Foundations**, v. 11, n. 3, 1971.

SOUSA, P. M. L. P. **Limite de liquidez – correlações e comparações entre os métodos de fall cone e da concha de Casagrande**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia). Universidade Nova de Lisboa, Lisboa/PT, 2011, 148p.

TANAKA, H.; HIRABAYASHI, H.; MATSUOKA, T.; KANEKO, H. Use of fall cone test as measurement of shear strength for soft clay materials, **Soils and Foundations**, v. 52, 2012, p. 590 – 599.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3.ed. John Wiley & Sons Inc. 1996.

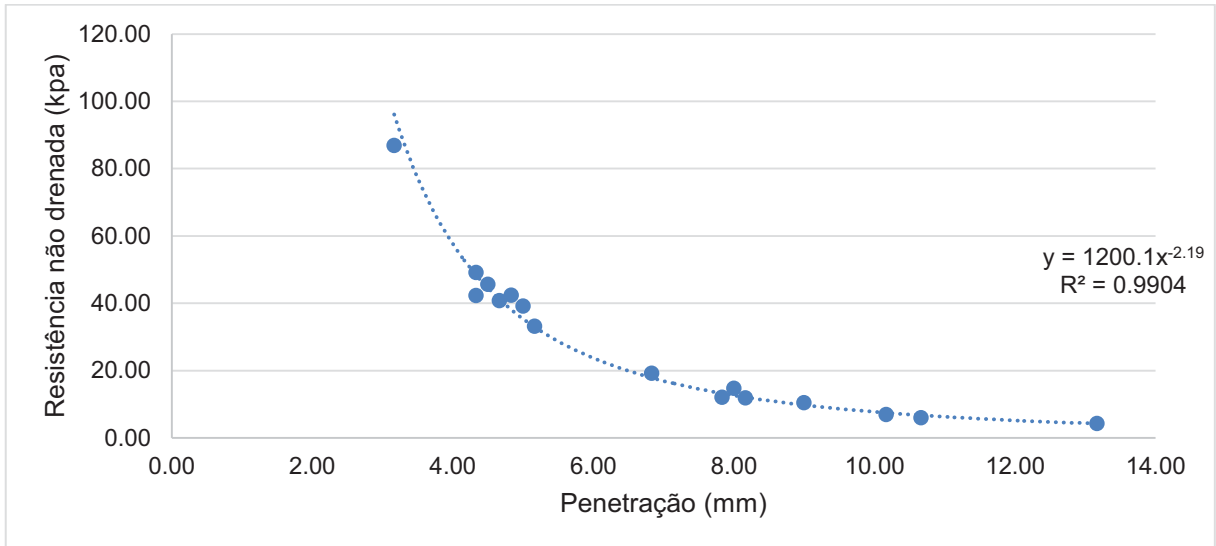
VIEGAS, M. R.; JESUS, S. H. G.; BASTOS, C. A. B.; ALVES, A. M. L. Ensaio de cone de queda livre (fall cone test) na avaliação da resistência não drenada de solos artificiais adensados. **XXVI Congresso regional de iniciação científica e tecnológica em engenharia**. 2014.

WOOD, D. M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. 1.ed. Press Syndicate of the University of Cambridge. 1990.

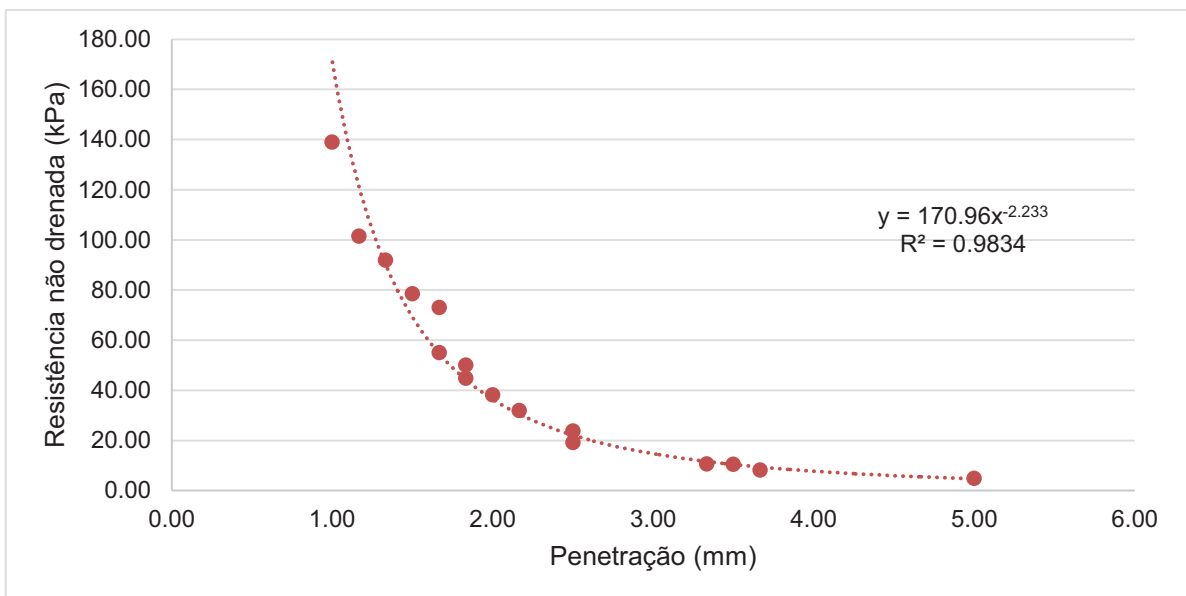
YAÑEZ, D. G.; GONÇALVEZ, H. H. S. Parâmetros Geotécnicos das Argilas Marinhas da Região do Porto de Santos. **COBRAMSEG: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. 2010.

ANEXOS

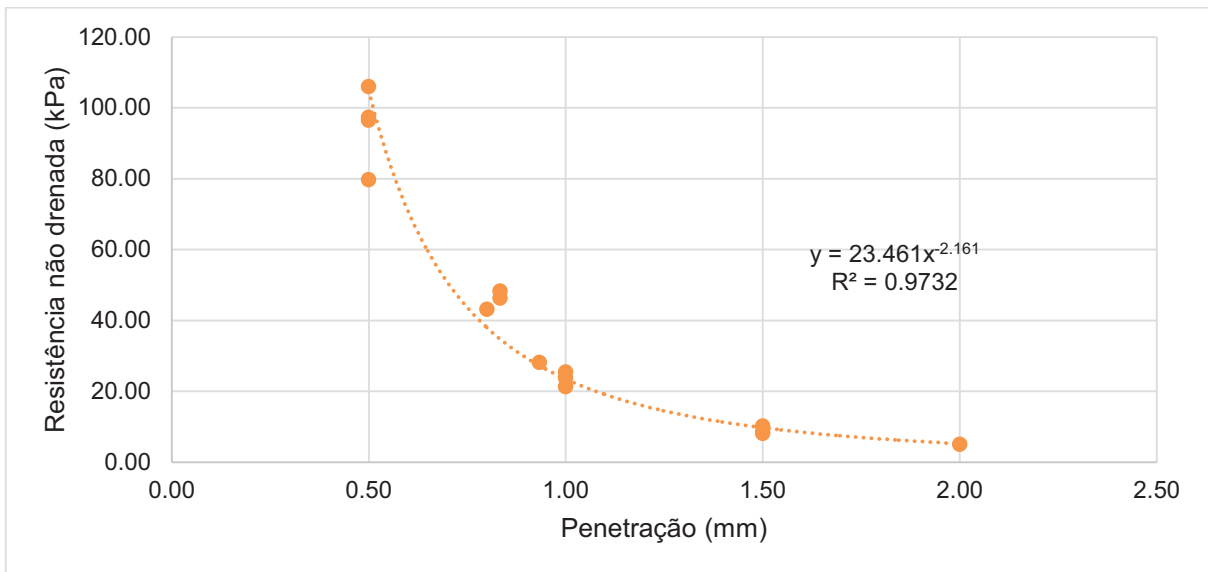
- Gráfico de resistência não drenada versus penetração para o Cone 1 na condição indeformada:



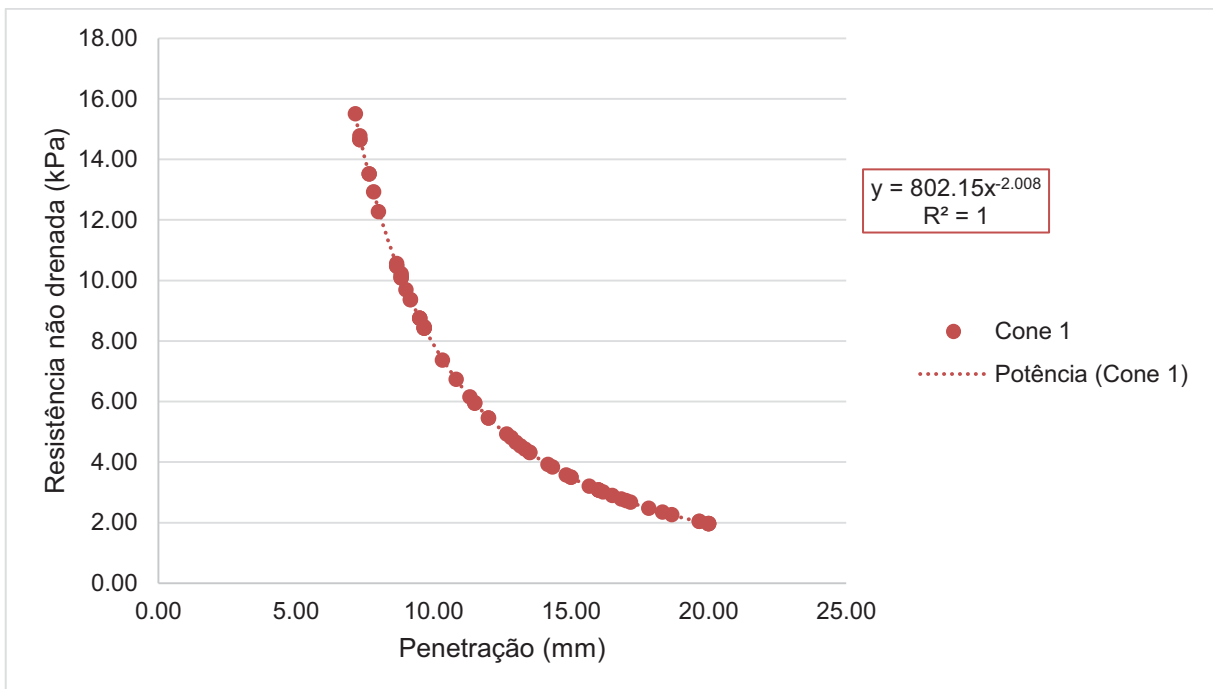
- Gráfico de resistência não drenada versus penetração para o Cone 2 na condição indeformada:



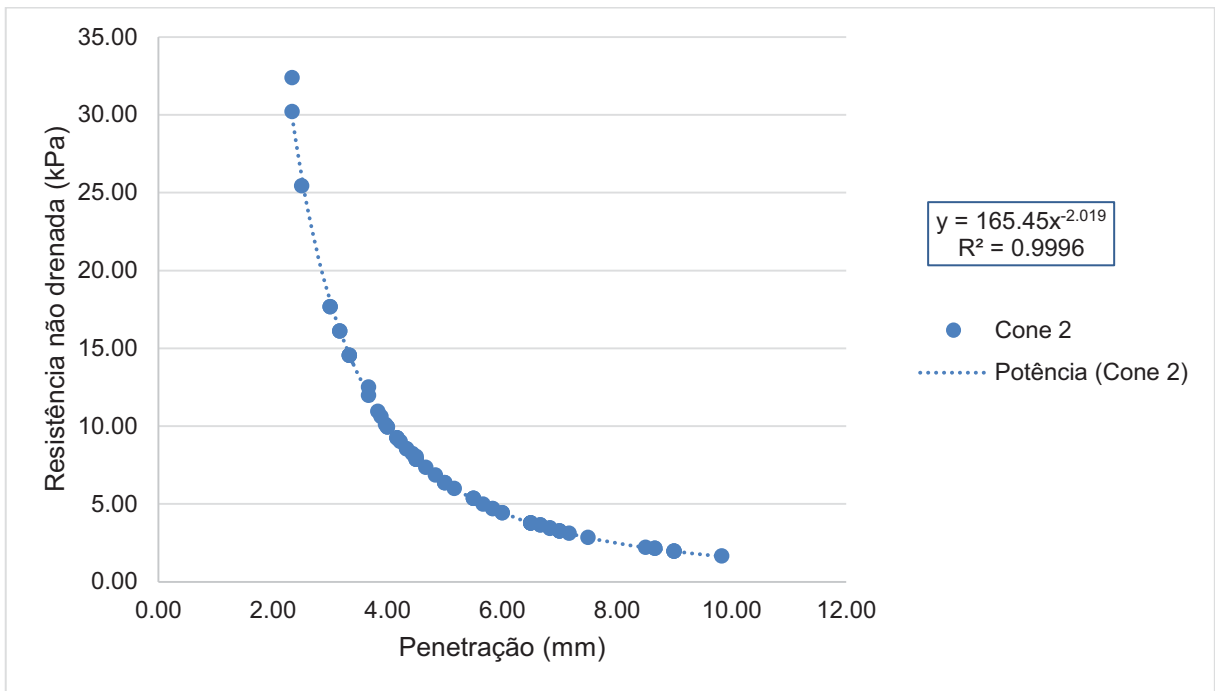
- Gráfico de resistência não drenada versus penetração para o Cone 3 na condição indeformada:



- Gráfico de resistência não drenada versus penetração para o Cone 1 na condição amolgada:



- Gráfico de resistência não drenada versus penetração para o Cone 2 na condição amolgada



- Gráfico de resistência não drenada versus penetração para o Cone 3 na condição amolgada

