

DOI: <http://dx.doi.org/10.18265/1517-0306a2021id5066>

ARTIGO ORIGINAL

SUBMETIDO 24/11/2020

APROVADO 06/01/2021

PUBLICADO ON-LINE 14/08/2021

PUBLICADO 30/06/2022

EDITOR ASSOCIADO


Nelma Mirian Chagas Araújo Meira

Resistência não drenada de argilas muito moles na região da Baixada de Jacarepaguá – RJ

RESUMO: O presente trabalho consiste em uma revisão de literatura sobre a resistência não drenada do depósito de solos moles da Baixada de Jacarepaguá, na zona oeste do município do Rio de Janeiro. É feita uma caracterização da área, expondo condições geológico-geotécnicas do depósito e o contexto social e de uso do solo, ilustrando sua importância para a região. A partir dos resultados de Teixeira (2012) e Baroni (2016), são discutidos histórico de tensão e a normalização da resistência não drenada, evidenciando um paralelo entre a obtenção de resultados de campo e estimativas pelas correlações propostas por métodos como SHANSEP. Os resultados apresentados pelos autores e discutidos no presente estudo demonstram, por meio de amplos ensaios e coletas, que o referido solo é considerado “muito mole”, com baixa resistência não drenada da ordem de 30 kPa. A discussão apresentada também avalia a relação entre os ensaios de vane test (palheta) com o CPTu, ilustrando certa convergência entre os seus valores, além de poder avaliar as condições de poropressão.

Palavras-chave: CPTu; palheta; resistência não drenada.

 Jailson Silva Alves ^[1]

 Rosane Kelen Rodrigues Delfino ^[2]

[1] jailsonalves21@gmail.com

[2] rosane.ifpb@gmail.com

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Brasil

Undrained strength of very soft clays in the Baixada de Jacarepaguá – RJ

ABSTRACT: *The present paper is a literature review about the undrained resistance of the soft soil deposit of Baixada de Jacarepaguá in the west of the city of Rio de Janeiro. A characterization of the area is made, exposing the geological and geotechnical conditions of the deposit, exposing the social and land use context, illustrating its importance for the region. Based on the results of Teixeira (2012) and Baroni (2016), stress history and the normalization of undrained resistance are discussed, highlighting a parallel between obtaining field results and estimates by the correlations proposed by methods such as SHANSEP. The results presented by the authors and discussed in the present study demonstrate, by means of extensive tests and collections, that the soil is considered “very soft” with low undrained resistance on the order of 30 kPa. The discussion presented also assesses the relationship between the Vane (Palheta)*

tests with the CPTu, illustrating a certain convergence between their values, in addition to being able to evaluate the conditions of poropressure.

.....
Keywords: CPTu; guitar pick; undrained resistance.
.....

1 Introdução

A demanda crescente de obras civis em grandes centros urbanos requer a construção em áreas cujos subsolos apresentam baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, muito comum em regiões costeiras que apresentam espessos depósitos de argila mole. Em face dessa demanda, ou seja, para o desenvolvimento proveitoso de projetos geotécnicos nessas áreas, é fundamental conhecer as características, parâmetros de compressibilidade, de deformabilidade e de resistência de solos argilosos moles.

Entre os parâmetros de projeto para solos moles, a resistência não drenada (S_u) é o mais importante, considerando-se as análises de estabilidade de curto prazo (SHOGAKI, 2006). De acordo com Lunne, Berre e Strandvik (1997), não existe um valor único para S_u *in situ*, dependendo este valor do modo de ruptura, da anisotropia do solo, da taxa de deformação e do histórico de tensões. A) pode ser entendida como a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo quando este é submetido abruptamente a uma sobrecarga, não lhe sendo possível drenar rapidamente a água intersticial. Em geral, trata-se de uma situação crítica, já que é comum haver situações em que a aplicação de cargas ocorre em tempo menor do que é possível para a drenagem pelo solo fino.

A partir da discussão apresentada, busca-se, por meio desta pesquisa, realizar uma revisão bibliográfica, a fim de analisar e discutir os resultados de outros autores, sobre a resistência não drenada do depósito de solos moles da região da Baixada de Jacarepaguá, no município do Rio de Janeiro.

A discussão a ser apresentada visa contribuir para a literatura técnica sobre o tema, permitindo identificar características dos depósitos de solos em estudo e avaliar os parâmetros e condicionantes necessários à resistência não drenada.

1.1 Relevância do tema

A Baixada de Jacarepaguá, localizada na região oeste da cidade do Rio de Janeiro-RJ, possui formação de depósitos de solos argilosos muito moles e orgânicos. A importância de se caracterizar e estudar o solo desse depósito se justifica pela intensificação de realização de obras com certo nível de complexidade e de alto investimento. Nesse sentido, com a intensificação da ocupação habitacional, no final da década de 1970, a área passou a ser amplamente ocupada, e a necessidade de estudos geotécnicos foi intensificada.

Com a implementação de obras de infraestrutura para grandes eventos na cidade, como a construção de dependências da Vila Olímpica para o Pan-Americano de 2007, as obras da Copa do Mundo da Fifa de 2014 e dos Jogos Olímpicos de 2016, houve a necessidade de se investigar, com profundidade, as características da região. Como se sabe, a presença de solos moles é um grande desafio para as obras geotécnicas, e é necessário o conhecimento de variáveis sensíveis à funcionalidade dos projetos.

Pesquisadores, em especial do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), têm estudado o comportamento desse tipo de solo, divulgando seus resultados, visando alimentar a literatura técnica com informações que possam auxiliar na formulação das soluções dos projetos. Não há dúvida de que a difusão do comportamento desse depósito é fundamental para a obtenção de informações sobre a resistência não drenada do solo, sobre o desenvolvimento das velocidades de dissipação das poropressões, sobre os níveis de recalques e sobre o histórico de tensões desenvolvidas.

2 Revisão de literatura

Nesta seção serão apresentados os conceitos teóricos dos métodos de avaliação e obtenção da resistência não drenada. São apresentados os modelos e formulações matemáticas, bem como aspectos relacionados à obtenção da resistência não drenada por meio de ensaios normalizados de campo e a partir de parâmetros estimados por meio de ensaios de laboratório.

2.1 Origem e formação dos depósitos de solos moles brasileiros

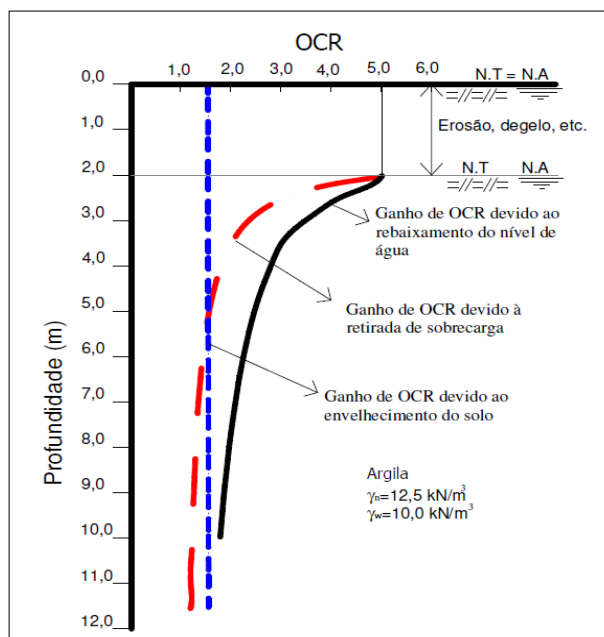
Os solos moles, mais especificamente argilas moles, são solos de granulometria fina, a qual atribui características compressíveis ao solo. Logo, apresentam baixa resistência à penetração ($N_{STP} < 5$), segundo a ABNT NBR 6484 (2001). De acordo com Sandroni (2006), pode-se utilizar a expressão “solos extremamente moles” para identificar os depósitos de solos argilosos, orgânicos, turfosos ou não, de cor escura, com elevadas umidades e $N_{STP} < 2$ ou nulo.

Esses depósitos de argila mole a muito mole e com teores de matéria orgânica distintos estão presentes nas planícies costeiras do Brasil e são formados por grãos minerais, resultantes do intemperismo das rochas existentes no local, bem como por matéria orgânica, oriunda da deposição de plantas e animais que pertenciam ao ecossistema da região. De acordo com Suguio (2003), essas planícies apresentam superfícies geomorfológicas deposicionais, com baixa declividade e com formação predominante de sedimentação subaquosa, e estão presentes nas margens dos corpos de água de grandes dimensões, como o mar; são solos emersos, compostos por sedimentos marinhos, continentais, fluviomarinhos, lagunares e paludiais.

Do ponto de vista do estado tensional, os solos argilosos são mais sensíveis à variação dos carregamentos atuantes na história de tensão do depósito. Nesse sentido, para compreender o estado tensional dos solos finos, estuda-se a razão de sobreadensamento (OCR), que é fundamental para entender o comportamento das argilas moles. Essa razão pode ser superior nas camadas superficiais do terreno e decrescer com o aumento da profundidade. O sobreadensamento do solo é, em geral, atribuído à erosão (ou ao degelo), às alterações do nível do lençol freático e ao envelhecimento do solo (BJERRUM, 1973; PARRY; WROTH, 1981). A Figura 1 apresenta as curvas demonstrativas do aumento de OCR devido a esses fatores.

Figura 1 ►

Curvas demonstrativas do aumento de OCR devido à retirada de sobrecarga, ao rebaixamento do nível de água e ao envelhecimento do solo. Fonte: Baroni (2016)



2.2 Formação dos depósitos sedimentares da Baixada de Jacarepaguá

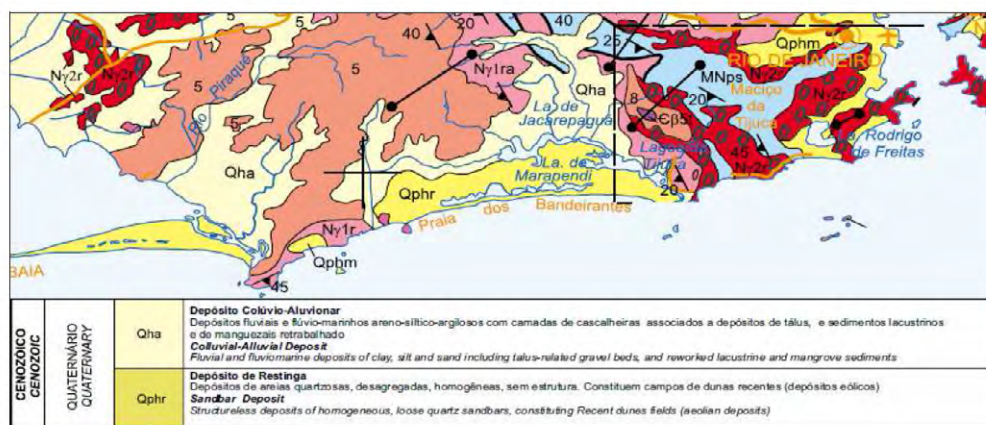
A Baixada de Jacarepaguá se localiza na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro; trata-se de uma planície costeira formada, principalmente, por depósitos espessos de solos compressíveis, com predominância de argilas orgânicas de consistência mole ou muito mole.

A planície caracteriza-se pela presença de solos aluvionares, arenosos e arenó-argilosos, formados essencialmente de granitos e gnaisses, originados da decomposição dos materiais carregados dos maciços circundantes, sendo estes os principais sedimentos que compõem as lagoas da região (CABRAL, 1979).

Na Figura 2 observa-se uma distinção da ocorrência superficial dos solos na área da Baixada, subdividida por Teixeira (2012) em duas regiões: (1) sopé das encostas, onde predominam os depósitos colúvio-aluvionares; e (2) faixa mais próxima ao litoral, onde predominam os depósitos de restinga.

Figura 2 ►

Mapa geológico do Rio de Janeiro. Fonte: adaptado de CPRM, 2000

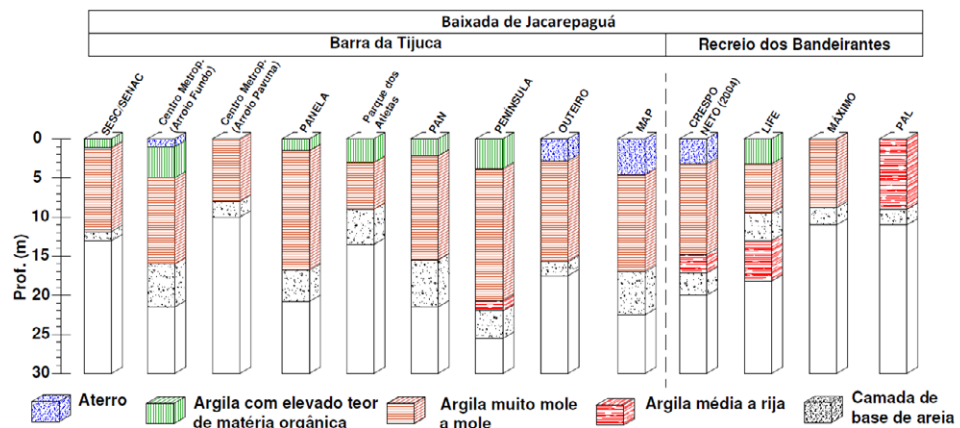


De acordo com Cabral (1979), na restinga interna, os depósitos arenosos se interpõem entre depressões, que se encontram constantemente alagadas e são constituídas por solos argilo-orgânicos, turfosos e de aspecto escuro.

Segundo Costa Maia *et al.* (1984), esses depósitos de argila orgânica mole e muito mole foram formados por ciclos de erosão e sedimentação, oriundos de períodos de regressão e transgressão marinha.

O subsolo da região em estudo é composto por depósitos sobrepostos de sedimentos fluviais, flúvio-marinhos e flúvio-lacustres, de espessuras bastante variáveis (ALMEIDA; MARQUES, 2004). A Figura 3 apresenta perfis geotécnicos de vários depósitos de solos moles existentes nessa região.

Figura 3 ▶
Tipos de solo e espessuras de diferentes depósitos da Baixada de Jacarepaguá.
Fonte: adaptado de Riccio, Baroni e Almeida (2013)



2.3 Solos moles e a Teoria dos Estados Críticos

A Teoria dos Estados Críticos abrange os conceitos de resistência, compressibilidade e deformabilidade e diz respeito ao comportamento do solo. Existem conceitos que buscam entender o comportamento dos solos; entre eles há uma necessidade de se compreender a linha de compressão isotrópica (LCI), que representa em uma reta no diagrama $n: \ln p'$ de uma amostra de argila normalmente adensada, e a linha do estado crítico (LEC), que é paralela à linha de compressão isotrópica e define duas regiões possíveis para o estado do solo: normalmente adensado e pré-adensado. Os parâmetros analisados na LCI e na LEC encontram-se descritos no Quadro 1.

Quadro 1 ▶

Parâmetros para a linha de compressão isotrópica (LCI) e linha do estado crítico (LEC).

Fonte: adaptado de Baroni (2016)

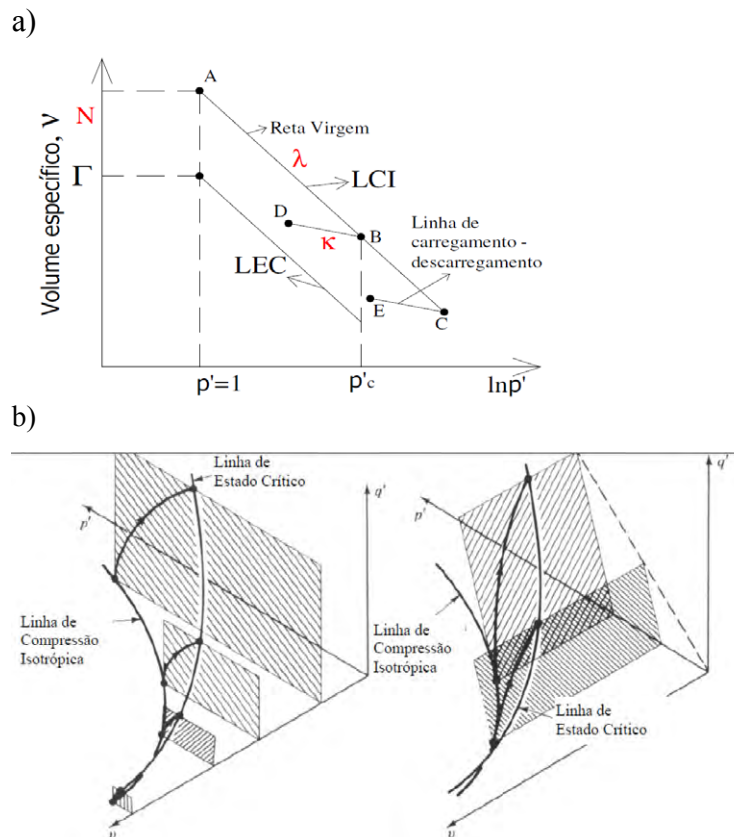
Linha de compressão isotrópica (LCI)	Linha do estado crítico (LEC)
$V = N - \lambda \ln p'$ <p>N – Volume específico do solo naturalmente adensado a $p' = 1$ Kpa</p>	$V = \Gamma - \lambda \ln p'$ <p>Γ – Volume específico do solo na LEC para um valor unitário de V</p>
$V = V_k - k \ln p'$ <p>V_k – Volume específico, para $p' = 1$ ($\ln p' = 0$)</p>	$q' = Mp$ <p>M – Inclinação da LEC, q/p'</p>
$C_c = 2,303\lambda$ <p>Coefficientes de inclinação da reta virgem</p>	$M = \frac{6 \text{sen} \phi_{ec}}{3 - \text{sen} \phi_{ec}}$ <p>ϕ_{ec} – Ângulo de atrito em graus correspondente a condição do estado crítico</p>
$C_s = 2,303k$ <p>Coefficientes de inclinação de recompressão</p>	$M = \frac{\phi(\text{graus})}{25^\circ}$ <p>Equação empírica</p>

A Figura 4a apresenta a linha de compressão isotrópica e a linha do estado crítico para a mesma compressão, enquanto a Figura 4b apresenta uma visão tridimensional do espaço $q:p':v$. Embora os ensaios drenados e não drenados sigam caminhos diferentes até o estado crítico, ambos alcançam a mesma linha do estado crítico.

Figura 4 ▶

a) Linha de compressão isotrópica e linha do estado crítico para a compressão isotrópica (LCI); b) Planos seguidos pelos estados de tensões (LEC).

Fonte: Atkinson e Bransby (1978)



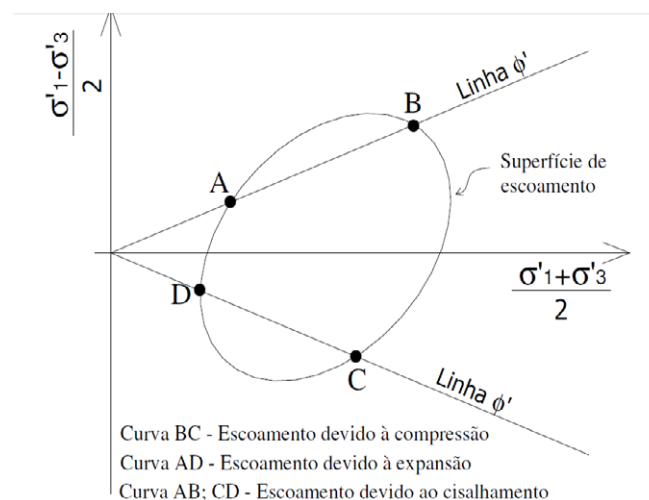
2.3.1 Escoamento do solo

O comportamento do solo é representado por um trecho inicial elástico-linear até atingir um ponto de escoamento, a partir do qual ocorrem deformações plásticas ou irreversíveis, somando-se às elásticas (ORTIGÃO, 2007). O conceito de escoamento desenvolvido para descrever os efeitos da história de tensões em argilas sedimentares é igualmente aplicável para os efeitos de estrutura. Esses efeitos são mais facilmente entendidos através da comparação das curvas de índice de vazios x tensão efetiva que são possíveis para o solo estruturado com aquelas possíveis para o solo desestruturado (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

Leroueil (1997) comenta que, ao comparar o solo desestruturado com o mesmo índice de vazios, o solo estruturado mostra maiores valores de tensão de pré-adensamento, resistência não drenada e rigidez. Contudo, Leroueil e Vaughan (1990) descrevem que o escoamento de argilas estruturadas pode ser classificado, segundo a posição da curva de escoamento, em três tipos (Figura 5):

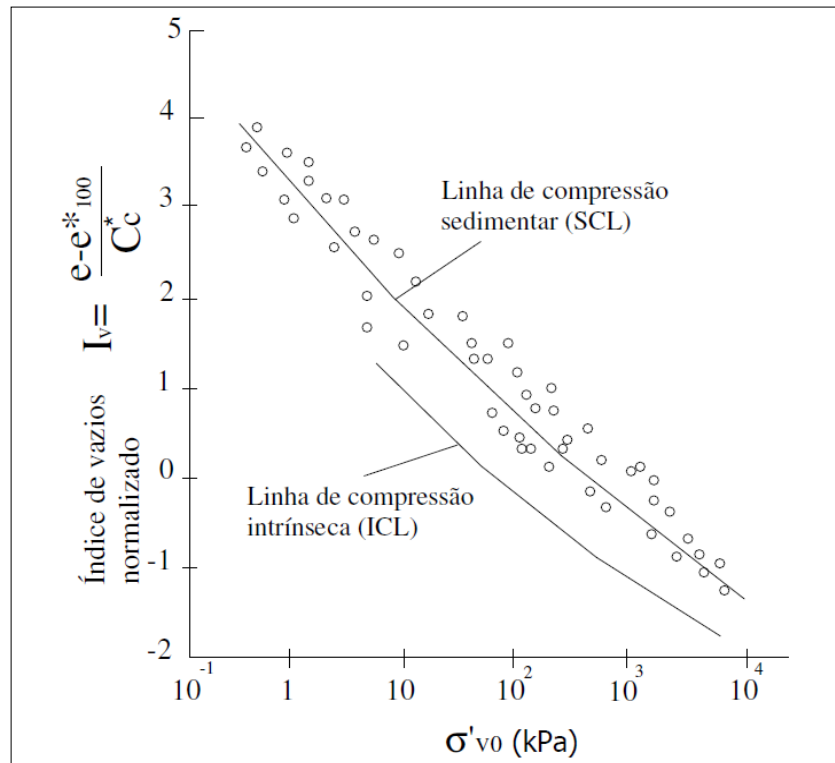
- escoamento na compressão: quando o escoamento ocorre na envoltória devido ao aumento de tensão efetiva média ou desvio;
- escoamento no cisalhamento: quando o escoamento e a tensão de ruptura se confundem;
- escoamento na expansão: ocorre devido à impossibilidade de a estrutura armazenar energia de deformação. Quando não há minerais expansivos, esse tipo de escoamento não ocorre, e a curva de escoamento passa pela origem.

Figura 5 ►
Classificação do escoamento.
Fonte: adaptado de Leroueil e Vaughan (1990)



De acordo com Burland (1990), existem duas curvas paralelas, denominadas de Linha de Compressão Intrínseca (ICL) e Linha de Compressão Sedimentar (SCL), no gráfico I_v (índice de vazios normalizado) versus $\log \sigma'_v$ para depósitos de argila mole normalmente adensados, ilustrado na Figura 6. Comparando a compressibilidade de uma argila natural (SCL) e a compressibilidade de argilas reconstituídas (ICL), é possível observar a magnitude da influência da estrutura e cimentação.

Figura 6 ►
Dados organizados em
tratamentos.
Fonte: adaptado de
Burland (1990)



As argilas do Rio de Janeiro foram comparadas entre si, no estado natural e intrínseco, por Futai, Almeida e Lacerda (2001). Para obter o índice de vazios normalizado (IV), utilizaram-se índices de vazios de campo, na equação $I_V = (e - e^*_{100}) / C_c$. Os autores comentam que quase todos os pontos estão acima da linha de compressão intrínseca e, por vezes, acima da linha de compressão sedimentar, o que reflete a estruturação da argila, concluindo, portanto, que praticamente todas as argilas naturais do Rio de Janeiro são estruturadas.

2.4 Correlações para obtenção da resistência não drenada a partir da Teoria dos Estados Críticos

A estimativa da resistência não drenada pode ser realizada ao se utilizarem os conceitos da Teoria dos Estados Críticos, pois a literatura apresenta um número expressivo de equações teóricas e experimentais, conforme apresenta o Quadro 2.

Quadro 2 ▶

Correlações baseadas na Teoria dos Estados Críticos.

Fonte: dados da pesquisa

Relação	Equação	Fonte
Resistência não drenada		
Relação entre a resistência não drenada, normalizada pela tensão vertical efetiva (S_u/σ'_v), e o índice de plasticidade (I_p).	$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0,11 + 0,0037I_p$	Skempton (1957)
A resistência não drenada amolgada (S_{ur}) não possui dependência da estrutura do solo e pode ser correlacionada com o índice de liquidez (I_L).	$S_{ur} = 2.100^{(1-I_p)}$	Wroth e Wood (1978)
Considera valores de índice de liquidez (I_L) variando entre 0,4 e 3,0.	$S_{ur} = \frac{1}{(I_L - 0,21)}$	Leroueil, Tavenas e Le Bihan (1983)
A partir da Teoria dos Estados Críticos e do método SHANSEP, identifica-se que a resistência não drenada normalizada aumenta com a razão de sobreadensamento (OCR), onde o Λ varia, em geral, entre 0,85 e 0,75 e o NC corresponde à condição normalmente adensada.	$\frac{S_u/\sigma'_{vo}}{(S_u/\sigma'_{vo})_{NC}} = (OCR)^\Lambda$	Schofield e Wroth (1968) e Ladd <i>et al.</i> (1977)
Associa $\alpha = f(I_p)$ e $S_u/\sigma'_{vm} = f(I_p)$ com os dados da análise de Bjerrum (1972) para solos inorgânicos, indicando que a resistência não drenada na ruptura de um aterro é independente do índice de plasticidade. Não é necessário correção do S_u para utilização em projeto, para este caso específico.	$S_{u(proj)} = \alpha \sigma'_{vm} = 0,22 \sigma'_{vm}$	Mesri (1975)
Considera os resultados do ensaio de compressão e extensão triaxial em corpos de prova adensados isotopicamente, levando em conta que a média desses resultados é o valor que deve ser utilizado em projeto e o efeito do sobreadensamento.	$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = (0,23 \pm 0,04) \cdot (OCR)^{0,8}$	Jamiolkowski <i>et al.</i> (1985)
OCR		
Estimativa de OCR a partir dos resultados do ensaio de piezocone, com base na Teoria de Expansão de Cavidade e na Teoria dos Estados Críticos, uma vez que o q_c é a resistência de ponta do CPTu, u_1 é a poropressão medida na face do cone e u_2 é a poropressão medida na base do cone.	$OCR = 2 \left[\frac{1}{1,95M} * \left(\frac{q_c - u_1}{\sigma'_{vo}} \right) \right]^{\Lambda}$	Mayne (1991)
	$OCR = 2 \left[\frac{1}{1,95M + 1} * \left(\frac{q_c - u_2}{\sigma'_{vo}} \right) \right]^{\Lambda}$	

2.5 Ensaio empregados na determinação da resistência não drenada

A fase de investigação geotécnica consiste em duas etapas de fundamental importância. A primeira está atrelada ao reconhecimento de caráter superficial da região de interesse. O uso de mapeamento, cartografia, fotografia e sensoriamento por satélite ajudam a identificar aspectos geológico-geotécnicos relevantes acerca da área onde será feita a campanha de ensaios.

A segunda etapa consiste na investigação subsuperficial do solo, por meio de ensaios normalizados, a fim de se obterem parâmetros do comportamento *in situ* e também coletar amostras para avaliação das condições de resistência por meio dos ensaios de laboratório.

2.5.1 Ensaio em campo

2.5.1.1 CPT (Cone Penetration Test)

O ensaio de penetração de cone da COPPE/UFRJ é normatizado no Brasil pela ABNT NBR 12069 (1991), intitulada “Solo – Ensaio de penetração de solo *in situ* (CPT)”. Para a realização desse ensaio, são necessários os seguintes equipamentos: máquina de cravação, cone e um sistema de armazenamento e leitura dos dados (CADETE, 2016).

Segundo Macedo (2004), no ensaio, é possível medir as poropressões na ponta (u_1) e na base (u_2), a inclinação e a resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral (f_s). Ainda segundo o autor, o ensaio pode ser dividido em três partes: o mecanismo de cravação, o sistema de aquisição de dados e o piezocone propriamente dito.

Oliveira (1991) afirma que a velocidade de cravação do cone no solo pode variar de 1 mm/s a 50 mm/s, podendo ser ajustada, com uma capacidade de 200 kN. O sistema de introdução é composto por hastes de aço de alta resistência com 1 m de comprimento e 35 mm de diâmetro.

O procedimento de leitura do equipamento é feito de forma contínua, entre a resistência do atrito lateral e de ponta, sendo a razão de atrito R_f o quociente entre a primeira e a segunda resistências. Para solos arenosos, verifica-se que a resistência de ponta é maior, logo a razão de atrito é menor; já para solos argilosos, cuja parcela da resistência do atrito lateral é maior, a razão de atrito também aumenta (CARNEIRO, 2014).

Campanella, Gillespie e Robertson (1982), entretanto, desenvolveram a Equação (1) para correção da resistência de ponta, em virtude do efeito da poropressão provocada pelas ranhuras do cone.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (1)$$

em que: q_t é a resistência de ponta de cone corrigida; q_c é a resistência de ponta medida no cone; u_2 é a poropressão medida na base do cone; e a é a relação de áreas, obtida através de calibração.

2.5.1.2 Ensaio de palheta

Esse ensaio, também chamado de “Vane test”, foi inicialmente desenvolvido na Suécia, tendo como finalidade medir a resistência não drenada de argilas moles saturadas, usualmente *in situ*. No Brasil, o ensaio é normatizado pela ABNT NBR 10905 (1989). O equipamento é composto por quatro aletas retangulares, que constituem a palheta de aço, por tubos de revestimento, por hastes de sustentação e pela mesa com os dispositivos de aplicação e aferição do torque empregado no ensaio. A relação entre o diâmetro e a altura da palheta usualmente obedece a uma condição de 1:2, sendo comuns diâmetros de 55 mm e 65 mm (MARANGON, 2018).

Segundo Macedo (2004), a rotação se dá por meio de um motor de passo, sustentado por uma mesa, acoplado a um conjunto de hastes que transmitem o torque à palheta. A velocidade desenvolvida varia de 0,6 °/min a 7,5 °/min, sendo comum empregar a velocidade de 6 °/min; as leituras são realizadas a cada meio minuto por meio do anel dinamométrico instalado. A cravação da palheta no solo se dá numa altura de 50 cm a partir da cota de solo desejada.

A formulação apresentada na literatura para obtenção da resistência não drenada S_u , com solo isotrópico, é expressa pela Equação (2):

$$S_u = \frac{0,86T_{m\acute{a}x}}{\pi D^3} \quad (2)$$

sendo: $T_{m\acute{a}x}$, o torque máximo medido; D , o diâmetro da palheta.

Para a condição indeformada, é aplicado o torque e verificado o valor do momento torsor máximo desenvolvido até a estabilização da resistência ou seu decréscimo. Já para a resistência na condição deformada (amolgada), são realizadas dez revoluções completas de 360° no sentido horário e aferido valor correspondente (SOUZA, 2014).

Na literatura, é muito discutido que a resistência obtida pelo ensaio de palheta pode ser superestimada e, com isso, ser majorada indevidamente. Devido a isso, alguns autores, entre eles Bjerrum (1973), avaliam que fatores como a anisotropia quanto às propriedades mecânicas, a velocidade desenvolvida no ensaio e o tempo até a ruptura podem interferir no resultado.

Com isso, Bjerrum (1973) propõe que a resistência seja minorada por um fator relacionado ao fator de segurança adequado, respeitando a relação $\mu = 1/FS$ e aplicado sobre a resistência S_u .

A relação definida entre a resistência no estado indeformado (S_u) e no estado amolgado (S_{ur}) é a sensibilidade (S_t) do solo para aquela condição avaliada, como expressa a Equação (3):

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (3)$$

Segundo Skempton e Northey (1952), a classificação da sensibilidade das argilas pode ser vista como a relação indicada na Tabela 1.

Tabela 1 ►

Classificação da sensibilidade de argilas.

Fonte: adaptado de Skempton e Northey (1952)

Sensibilidade da argila	S_t
Baixa	2-4
Média	4-8
Alta	8-16
Muito Alta	> 16

2.5.2 Ensaio de laboratório

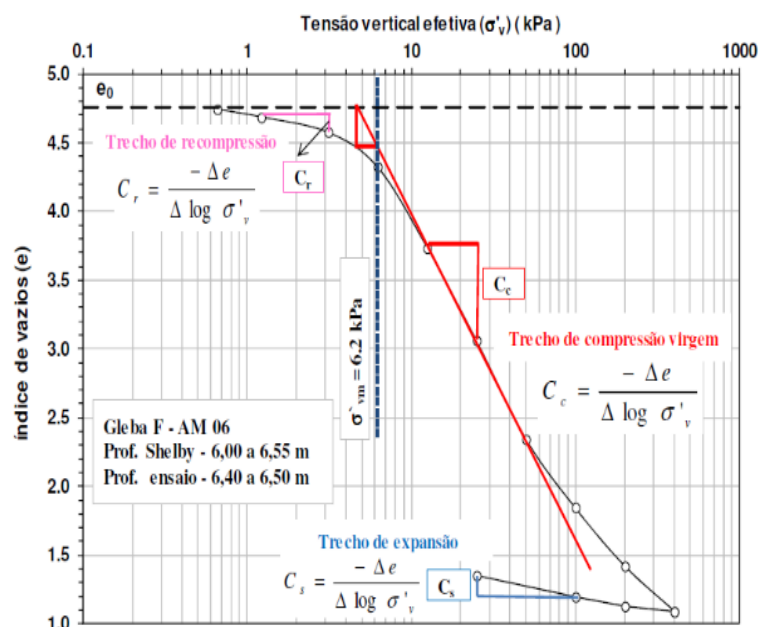
2.5.2.1 Ensaio edométrico

Os ensaios edométricos são usados para avaliar o deslocamento vertical sofrido por uma camada de solo compressível durante o processo de adensamento. Já os ensaios de laboratório são usualmente chamados de ensaios convencionais e buscam representar a curva de campo do solo. A partir desses ensaios, são obtidos os parâmetros de compressibilidade e adensamento (AGUIAR, 2008).

Segundo Aguiar (2008), nesses ensaios são moldados corpos de prova a partir de amostras indeformadas, em anéis cilíndricos de metal, portanto a amostra está sob confinamento lateral. São aplicadas cargas axiais verticais, de modo que as tensões são transmitidas à amostra por meio de uma placa rígida de metal. Na interface de contato entre o solo e a placa metálica, é posicionada uma pedra porosa de alta permeabilidade que permite a dissipação da poropressão de água.

Durante o ensaio, são realizadas leituras da variação do índice de vazios da amostra, por meio de um extensômetro, para cada nível de tensão aplicado. A partir disso, são plotados gráficos, como o ilustrado na Figura 7, que expressa a variação do índice de vazios e a variação de tensão vertical. Com base nos dados expressos na curva de adensamento, é possível obter os parâmetros de compressibilidade: tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}), índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c), índice de expansão (C_s) e o coeficiente de adensamento vertical (C_v) (BARONI; MARQUES; ALMEIDA, 2014).

Figura 7 ►
Determinação de
 C_r , σ'_{vm} , C_c e C_s .
Fonte: Baroni, Marques e
Almeida (2014)



A obtenção da tensão de sobreadensamento é usualmente baseada nos métodos de Silva (1970) e Casagrande (1936), e os demais índices são calculados da maneira demonstrada na Figura 7, acima. Convém salientar que o coeficiente de adensamento (C_v) é obtido ajustando-se, para cada estágio de carregamento, a curva de adensamento teórica à experimental, com base nos modelos de Terzaghi e Frölich.

2.5.2.2 Ensaios triaxiais

Uma consideração importante acerca dos ensaios triaxiais para solos moles ou muito moles é a impossibilidade ou o elevado grau de dificuldade de coleta de amostras indeformadas, tendo em vista a perda de integridade da estrutura do solo com o seu peso próprio. A análise usual de resultados por meio de ensaios UU (*Unconsolidated Undrained* – Não Consolidado e Não Drenado) e CU (*Consolidated Undrained* – Consolidado e Não Drenado) é, portanto, menos empregada em projetos de depósitos dessa natureza, fazendo-se, na maioria das vezes, correlações entre os ensaios de campo como CPT.

3 Materiais e métodos

O presente estudo consiste em uma revisão de literatura e tem a finalidade de selecionar, organizar e discutir, a partir da visão e resultados de outros autores, informações sobre o tema. No estudo em questão, foram selecionados autores e obras cujo campo de pesquisa e de análise fosse a determinação da resistência não drenada do depósito de solos moles da região da Baixada de Jacarepaguá, no município do Rio de Janeiro.

A abordagem aqui empregada utilizou-se de trabalhos clássicos sobre o tema, tais como Bjerrum (1972), Mersi (1975), Casagrande (1936), Silva (1970), Sridharan, Abraham e Jose (1991), além dos trabalhos de Baroni (2016) e Teixeira (2012), que serviram de fortes pontos de apoio para a discussão dos resultados da abordagem proposta. Além destes, também outros autores que pesquisaram sobre o tema em outros depósitos serviram como referência para a fundamentação literária descrita.

Como mencionado anteriormente, entre os trabalhos que possibilitaram os resultados deste estudo, está o de Baroni (2016), do qual foram utilizados os resultados referentes à discussão das normalizações da resistência não drenada. A partir de suas conclusões, foram discutidos os valores de S_u , além da correlação da resistência não drenada a partir do ensaio CPTu de campo.

O autor reuniu resultados de 24 sítios diferentes, dentro dos limites da área de estudo, e procedeu com diversos ensaios de campo, entre eles 67 ensaios CPTu, 48 ensaios de palheta e 20 coletas de amostras indeformadas. A partir desses dados, foram coletadas as informações mais relevantes para compreensão da resistência não drenada do solo dessa região, bem como para ilustrar as correlações possíveis entre os dados de campo e de laboratório.

No trabalho de Teixeira (2012), foi realizada uma análise dos recalques de um aterro construído sobre um depósito de solos muito moles da Barra da Tijuca (Baixada de Jacarepaguá). Nessa obra, foram realizados ensaios de campo – com a coleta de amostras indeformadas dos solos do depósito, ensaios de laboratório e uma retroanálise dos registros de recalque.

A partir dos dados obtidos na instrumentação e com os resultados das investigações, fazendo uso de uma ferramenta numérica, o autor realizou também uma previsão do comportamento da obra. Dos dados apresentados no trabalho de Teixeira, coletamos as análises decorrentes da história de tensões do solo.

4 Resultados e discussão

Nesta seção serão abordadas as estimativas da resistência não drenada a partir dos resultados encontrados nos acervos literários pesquisados.

4.1 História de tensão

A análise da história de tensões dos depósitos de solos moles da Baixada de Jacarepaguá será abordada com base nos resultados obtidos por Teixeira (2012), que elaborou um modelo que representa a história de tensão do depósito de solos muito moles da Barra da Tijuca (Baixada de Jacarepaguá), com base na razão de sobreadensamento (OCR), expressa por meio da razão entre a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) e a tensão efetiva vertical de campo (σ'_{vo}).

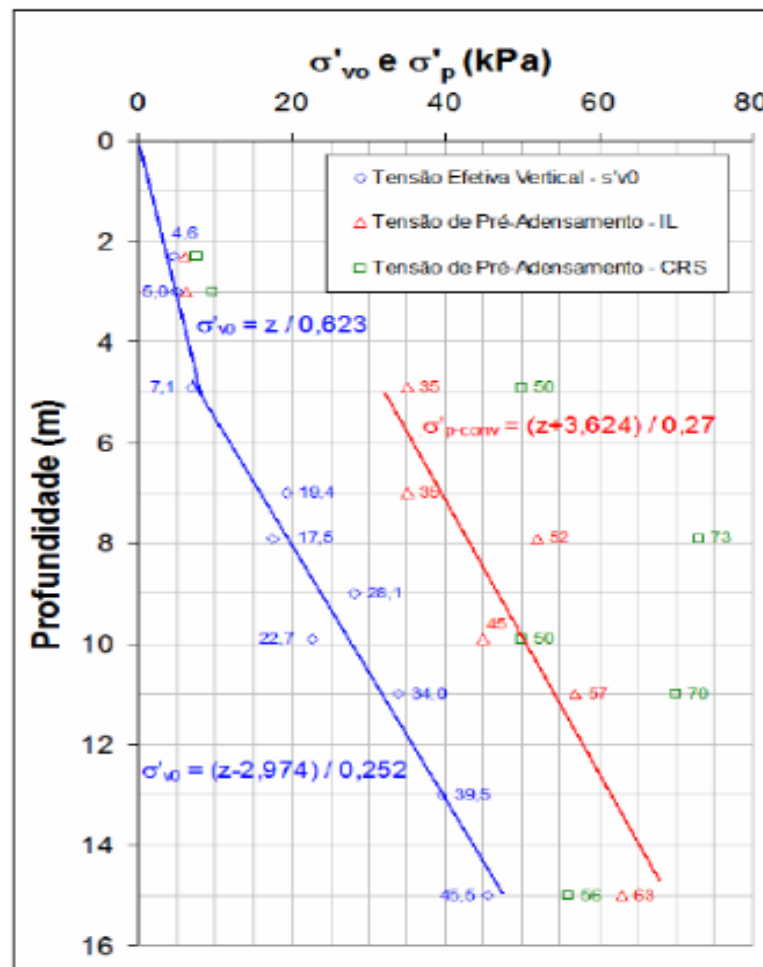
A razão de sobreadensamento (OCR) do solo está relacionada a sua condição, que pode ser normalmente adensada ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$) ou pré-adensada ($\sigma'_{vm} > \sigma'_{vo}$). Entender a história de tensão de um depósito de solo é fundamental para conhecer a sua resistência. Sendo assim, Teixeira (2012) determina a tensão de sobreadensamento a partir dos resultados dos ensaios de adensamento convencionais, dos ensaios com velocidade de deformação constante (CRS) e dos métodos propostos por Casagrande (1936), Silva (1970) e Sridharan, Abraham e Jose (1991), embora o método proposto por esses últimos autores pareça não fornecer valores adequados de para camadas mais superficiais.

Diante das tensões encontradas, a Figura 8 ilustra o modelo da história de tensões do depósito de solos muito moles da Barra da Tijuca.

Figura 8 ►

História de tensões do depósito de solos muito moles da Barra da Tijuca.

Fonte: Teixeira (2012)



Ao observar a Figura 8, entende-se que, até a profundidade de 5 m, o solo é considerado pré-adensado, pois apresenta uma razão de $OCR > 1$, conforme defende Schmertmann (1991), embora na prática não se encontre níveis tão baixos de tensões. No entanto, para profundidades maiores que 5 m, há um crescimento semelhante entre as tensões, o qual apresenta uma relação $\sigma'_{vm} - \sigma'_{vo} \cong 25$, que caracteriza o depósito como pré-adensado.

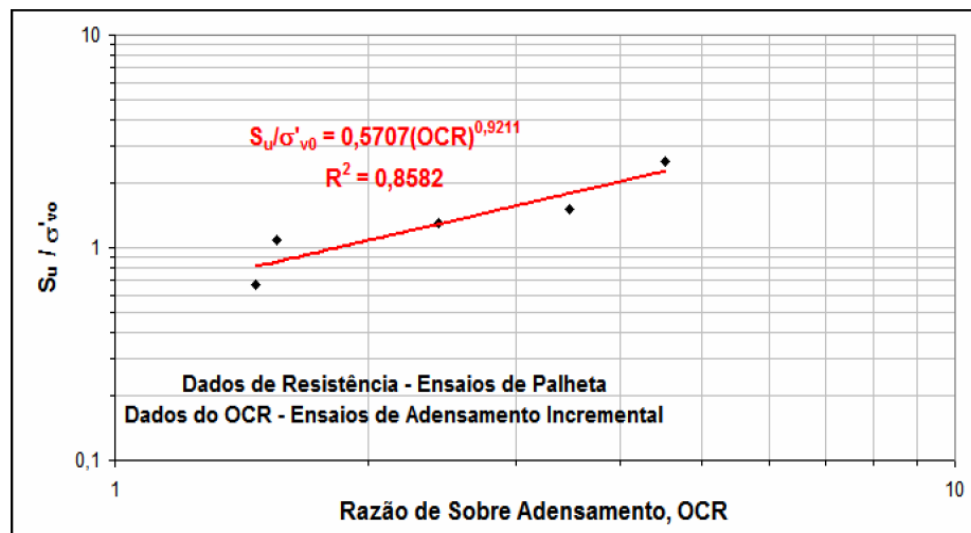
Uma hipótese para essa descontinuidade verificada na profundidade de 5 m pode estar relacionada ao tempo de formação dessa camada acima de 5 m, em uma época geológica mais recente, ou seja, posterior a um período de descarregamento das camadas inferiores.

As razões de OCR decrescentes com a profundidade estão relacionadas com a ocorrência de sobrecargas no passado, que não atuam mais sobre as camadas, enquanto razões de OCR de valores constantes estão associadas a um sobreadensamento por envelhecimento. Diante das informações apresentadas, pode-se associar o pré-adensamento das camadas inferiores a 5 m ao mecanismo de sobrecarga.

A determinação indireta da história de tensões de um depósito de solo muito mole é defendida por Wroth (1984), a partir de correlações com medidas da razão de resistência não drenada, S_u / σ'_{vo} . Já para Ladd (1991), os valores de resistência não drenada S_u^{VT} / σ'_{vo} obtidos dos ensaios de palheta, versus os valores OCR obtidos em ensaios de adensamento, quando plotados em um gráfico *log - log*, podem ser avaliados segundo a equação do tipo SHANSEP.

Em concordância com as observações destacadas por Ladd (1991) e Teixeira (2012), é apresentada na Figura 9 a equação da reta que melhor ajusta os pontos experimentais, cuja equação pode ser rearranjada na forma $OCR = 1,75 (S_u^{VT} / \sigma'_{vo})^{1,09}$. Obteve-se uma relação ($R^2 \cong 0,86$) linear, com valores de 0,57 e 0,92, que correspondem, respectivamente, a S_{VT} e m . Destaca-se que o valor do primeiro parâmetro é superior aos valores típicos encontrados por Jamiolkowski *et al.* (1985).

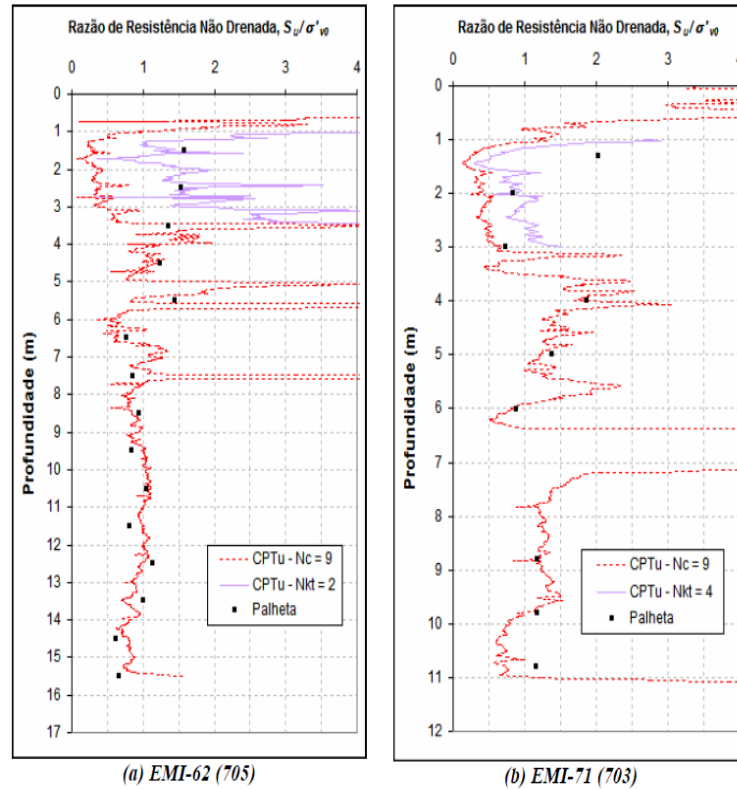
Figura 9 ►
Relação entre
 S_u / σ'_{vo} (palheta) e OCR
(adensamento incremental).
Fonte: Teixeira (2012)



A resistência não drenada, para o ensaio de piezocone, pode ser relacionada com a resistência líquida de ponta do cone, $N_{KT} = (q_t - \sigma_v) / S_u$, pelo fator de cone, que pode ser determinado teoricamente, assumindo a forma de N_c , conforme sugere Teh (1987).

A Figura 10 apresenta dois perfis que relacionam a resistência não drenada com os dados da resistência de ponta do cone. Na figura aparecem também os resultados dos ensaios de palheta, sem a correção defendida por Bjerrum (1973).

Figura 10 ►
Razão de resistência não drenada de pico (S_u / σ'_{vo}) versus profundidade.
Fonte: Teixeira (2012)



Como se pode perceber na Figura 10, os resultados entre os ensaios de palheta e CPTu apresentam uma concordância para profundidades abaixo de 3 m; isso significa que pode ser usada a equação do tipo SHANSEP, com os mesmos parâmetros definidos na Figura 9, visando estimar o OCR a partir dos dados de resistência do CPTu. Entretanto, nas profundidades acima de 3 m, os resultados de palheta foram superiores aos do CPTu.

Essa camada mais superficial pode estar sendo afetada por fatores externos, que influenciam os resultados, pois, de acordo com Sandroni (2011), as fibras e conchas presentes ao longo de todo o perfil de solos moles, principalmente nas profundidades até 5 m, podem interagir de diferentes formas para cada tipo de equipamento, influenciando, por sua vez, os resultados da S_u , quando obtidos a partir dos ensaios de CPTu e palheta.

4.2 Resistência não drenada

4.2.1 Normalização da resistência não drenada com a tensão de sobreadensamento

A análise da resistência não drenada da região de Jacarepaguá é apresentada a seguir, tomando como referência os resultados obtidos por Baroni (2016), que faz uma normalização dos valores de resistência, considerando a tensão de sobreadensamento e a tensão vertical efetiva. Como amplamente estudado pela literatura, a obtenção da resistência não drenada das argilas pode ser estimada por meio da normalização dos resultados obtidos em laboratório, através do ensaio edométrico.

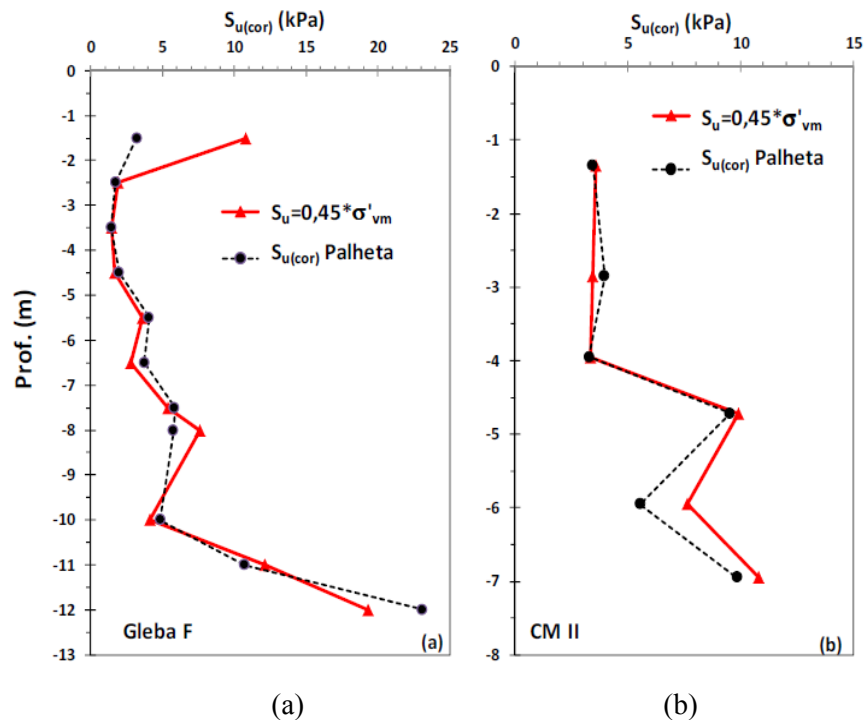
A partir das análises de Bjerrum (1972), Mesri (1975) propôs que a resistência não drenada independe do Índice de Plasticidade (I_p) e que a relação de $S_{u(projeto)}/\sigma'_{vm}$

corresponde a um valor aproximado de 0,22. Pinto (1992) e Larsson (1980) observam, no entanto, que o coeficiente proposto por Mesri (1975) não se aplica a todas as argilas, não sendo, portanto, representativo para condições de solos com I_p maiores que 100%. Será necessário, então, usar coeficientes de maior valor para estabelecer a relação.

Em consonância com as observações destacadas por Pinto (1992) e Larsson (1980), Baroni (2016) apresenta 44 resultados de vários sítios do presente depósito, corrigindo a S_u por μ igual a 0,60 e definindo um valor médio para a relação $S_{u(corr)}/\sigma'_{vm}$ igual a 0,45. Esse valor é superior aos resultados propostos por Mesri (1975), assim como aos resultados de Larsson (1980), o que pode revelar, em certa medida, o efeito do amolgamento de amostras – os efeitos das perturbações e mudanças provocadas pelos ensaios, como já difundido em grande número de pesquisas.

Diante desse contexto, a Figura 11 ilustra os valores de resistência não drenada obtidos por meio: a) do ensaio de palheta de campo; e b) da normalização da resistência em função da tensão de sobreadensamento. São tomados dois sítios, representativos do depósito da Baixada de Jacarepaguá.

Figura 11 ▶
Perfil de resistência não drenada corrigida.
Fonte: Baroni, 2016



Como observado na Figura 11, os valores da resistência de campo e da normalizada a partir da tensão de sobreadensamento são muito similares, demonstrando que a aplicação do coeficiente se mostrou representativa para ambos os sítios analisados.

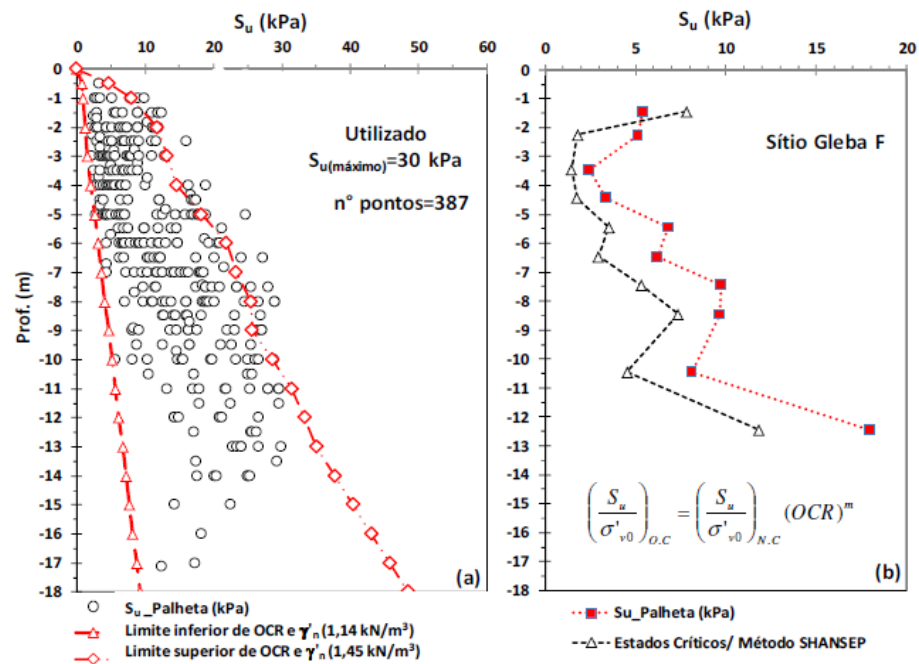
4.2.2 Normalização da resistência não drenada com a tensão vertical efetiva

Alguns fatores, como a profundidade e o OCR, influenciam nos valores de resistência em campo e são sensíveis à condição de normalização pelos resultados de laboratório. Diante disso, Baroni (2016) reuniu 461 medições de S_u e verificou os valores máximos e mínimos para estabelecer S_u / σ'_{vo} , obtendo 0,25 e 1,5, respectivamente. Salienta-se

que o valor máximo está significativamente acima da média das argilas brasileiras, como pode ser constatado nos trabalhos de Oliveira (2000), em Recife-PE, e Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000), em Juturnaíba-RJ.

Foram considerados, entretanto, valores médios S_u / σ'_{v0} igual a 0,7, cujos resultados são apresentados na Figura 12a, a fim de se estimar a resistência não drenada por meio da influência do OCR e do peso específico do solo. As relações foram estabelecidas para as mesmas profundidades do ensaio de palheta de campo. Já na Figura 12b, é ilustrada a normalização por meio do método SHANSEP, para o qual o autor empregou os valores de m igual a 0,85 e K igual a 0,45; quando da impossibilidade do emprego de S_u / σ'_{v0} (N.C), utilizou-se o $S_{u(corr)} / \sigma'_{vm}$ igual a 0,45 como valor médio.

Figura 12 ►
Perfil de resistência ao cisalhamento não drenada corrigida. Aplicação da correlação entre $S_{u(corr)}$ e σ'_{vm} .
Fonte: Baroni, 2016



Como é possível perceber na Figura 12a, os valores de S_u máximo foram de 30 kPa, com cerca de 85% dos resultados dentro dos limites de OCR anteriormente definidos, o que evidencia certa convergência com os valores de diferentes sítios. Na Figura 12b, nota-se, entretanto, que a resistência não drenada, normalizada a partir da tensão efetiva vertical, foi menor que no ensaio de campo, denotando a influência na determinação do OCR e demais coeficientes empregados para sua correlação.

4.2.4 Resistência de Cone

É possível estimar a resistência não drenada por meio do ensaio CPTu correlacionando a resistência de ponta corrigida (q_t) e o excesso de poropressão. São empregados fatores empíricos como N_{kt} , conforme a Equação (4):

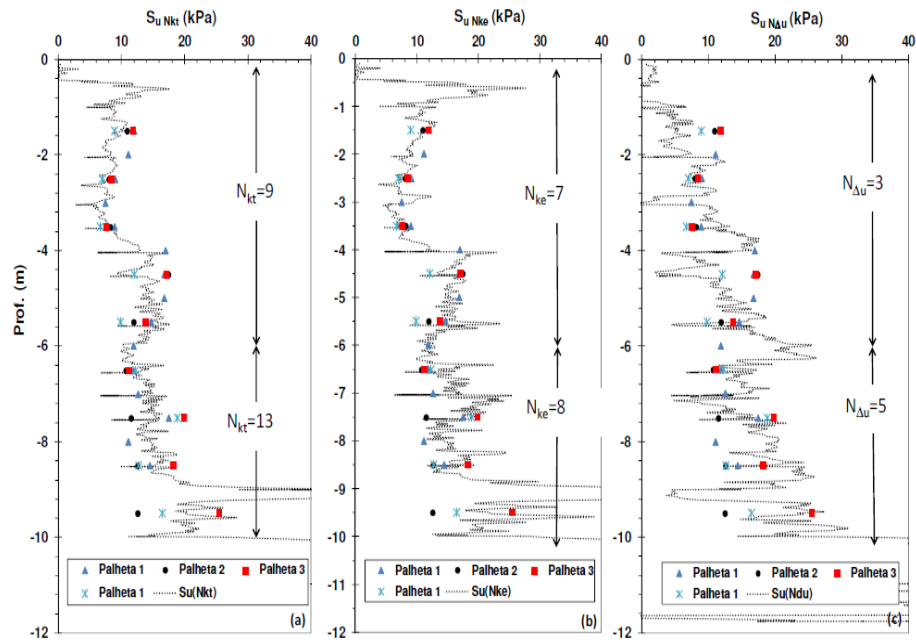
$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (4)$$

Os resultados alcançados por Baroni (2016) para os valores do N_{kt} foram obtidos por meio de análises de diversos ensaios realizados, tendo como tendência os valores

de N_{kt} iguais a 6 e 18, respectivamente limites inferior e superior da faixa de resultados analisada. Outros autores, estudando depósitos diversos, encontraram valores da mesma ordem de grandeza, como Coutinho e Bello (2014) em Pernambuco (N_{kt} entre 6 e 14) e Schnaid e Odebrecht (2012) em Porto Alegre (N_{kt} entre 8 e 16).

Observa-se na Figura 13 os resultados que expõe os resultados encontrados da resistência não drenada em função da profundidade obtidos por meio da correlação com a resistência de ponta do CPTu.

Figura 13 ►
Resistência não drenada
estimada a partir do
fator de cone.
Fonte: Baroni, 2016



É conveniente observar que, além da convergência entre os resultados de palhetas, os valores de resistência CPTu, para a profundidade de 4 m, sofrem uma variação brusca, o que pode ser justificado pela constatação da mudança no perfil de solo nessa profundidade. Também se observa a mudança de N_{kt} ao longo da profundidade, indicando a variação do efeito da poropressão à medida que tal profundidade se intensifica.

Outro fator relevante é a convergência dos valores de S_u , sempre próximos de 30 kPa, similarmente aos valores obtidos para normalização da resistência por meio das tensões de sobreadensamento e efetiva vertical.

5 Conclusão

As discussões acerca da resistência não drenada apresentadas no presente estudo permitiram ilustrar o comportamento do depósito de solos da região da Baixada de Jacarepaguá, no município do Rio de Janeiro-RJ. A revisão proposta neste estudo abordou as condições de ensaio para determinação da resistência, além de avaliar o comportamento normalizado de S_u , sob diferentes aspectos.

Como evidenciado por meio dos resultados apresentados, os valores de resistência não drenada são muito reduzidos. A classificação “argilas muito moles” proposta por Terzaghi e Peck (1967) quando os valores de resistência correspondem a $S_u < 25$ kPa é adequada para a situação estudada. Na maior parte dos resultados, para as diversas

amostras obtidas, verificam-se valores inferiores a 20 kPa, com parâmetros máximos em menor número, chegando a 30 kPa.

Diante desse contexto, é possível associar também um histórico de tensões desenvolvido na região, com sedimentos recentes, implicando em variações no desenvolvimento do estado tensional do depósito, fazendo variar o OCR a profundidades próximas a 5 m. Trata-se de um fator de grande relevância para compreensão do perfil estratigráfico associando ao assentamento de elementos de fundação, bem como ao desenvolvimento de recalques a profundidades superiores.

Além da discussão apresentada, o estudo contribui para a literatura técnica ilustrando metodologias empregadas para obtenção da resistência não drenada de forma *in situ* e por meio de ensaios de laboratório, evidenciando resultados das correlações disponibilizadas para tal associação.

Referências

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12069**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

AGUIAR, V. N. **Características de adensamento da argila do canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis. *In*: CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 2., 2004, Aveiro, Portugal. **Proceedings** [...]. Aveiro: [s.n.], 2004. p. 103-112.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The mechanics of soils**. London: McGraw-Hill, 1978.

BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016. Disponível em: <http://www.coc.ufjf.br/pt/teses-de-doutorado/391-2016/8231-magnos-baroni>. Acesso em: 27 jun. 2022.

BARONI, M.; MARQUES, M. E. S.; ALMEIDA, M. S. S. Use of Wissa's piezo-probe for prediction of post-construction settlements in soft clay. *In*: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, 3., 2014, Las Vegas, Nevada, USA. **Proceedings** [...]. Las Vegas: [s.n.], 2014. p. 1169-1178.

BJERRUM, L. Embankments on soft ground. *In*: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, 1972,

Lafayette, Indiana, USA. **Proceedings** [...]. Lafayette: Purdue University, ASCE, 1972. v. 2, p. 1-54.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscow. **Proceedings** [...]. Moscou: [s.n.], 1973. v. 3, p. 111-159.

BURLAND, J. B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 329-378, 1990. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>.

CABRAL, S. Mapeamento geológico-geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e maciços circunvizinhos. **Anuário IGEO**, Rio de Janeiro, v. 16, 1979.

CADETE, A. N. M. **Avaliação da resistência não drenada de uma argila orgânica mole no bairro de Chão de Estrelas em Recife-PE**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pernambuco, Recife, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/22324>. Acesso em: 27 jun. 2022.

CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. Pore pressures during cone penetration testing. *In*: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING (ESOPT-2), 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings** [...]. Amsterdam: [s.n.], 1982. v. 2, p. 507-512.

CARNEIRO, R. F. **Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá: o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário**. 2014. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <http://www.btd.uerj.br/handle/1/11584>. Acesso em: 27 jun. 2022.

CASAGRANDE, A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. **Proceedings** [...]. Cambridge: [s.n.], 1936. v. 3, discussion D-34, p. 60-64.

COSTA MAIA, M. C. A.; MARTIN, L.; FLEXOR, J. M.; AZEVEDO, A. E. G. Evolução holocênica da planície costeira de Jacarepaguá (RJ). *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 33., 1984, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: [s.n.], 1984. p. 105-118.

COUTINHO, R. Q.; BELLO, M. I. M. C. V. Geotechnical characterization of Suape soft clays Brazil. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 37, n. 3, p. 257-276, Sept.-Dec. 2014. DOI: <https://doi.org/10.28927/SR.373257>.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, A. T. J.; OLIVEIRA, J. T. R. Palheta: experiência, tradição e inovação. Conferência. *In*: SEMINÁRIO DE ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO, 4., 2000, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: [s.n.], 2000. v. 3, p. 53-80.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Geologia e recursos minerais do Estado da Paraíba**. Rio de Janeiro: CPRM, 2000.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Propriedades geotécnicas das argilas do Rio de Janeiro. *In: ENCONTRO PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS*, 2011, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2001. p. 138-165.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils – Theme lecture. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 9., 1985, San Francisco. **Proceedings [...]**. São Francisco: SIMSEG, 1985. v. 1, p. 57-153.

LADD, C. C. Stability evaluation during stage construction. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, n. 4, p. 540-615, 1991. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:4\(540\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:4(540)).

LADD, C. C.; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. G. Stress deformation and strength characteristics. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings [...]**. Tokyo: [s.n.], 1977. v. 2, p. 421-494.

LARSSON, R. Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 17, n. 4, p. 591- 602, 1980. DOI: <https://doi.org/10.1139/t80-066>.

LE ROUEIL, S. Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils. *In: ALMEIDA, M. (ed.). Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ; Rotterdam: Balkema, 1997. p. 41-80.

LE ROUEIL, S.; TAVENAS, F.; LE BIHAN, J. Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, n. 4, p. 681-705, 1983. DOI: <https://doi.org/10.1139/t83-076>.

LE ROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467-488. 1990. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.467>.

LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. *In: ALMEIDA, M. (ed.). Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. Rotterdam: Balkema, 1997. p. 81-102.

MACEDO, E. O. **Investigação da resistência não drenada in situ através de ensaios de penetração de cilindro**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: http://www.dominiopublico.gov.br/pesquisa/DetalheObraForm.do?select_action=&co_obra=133284. Acesso em: 27 jun. 2022.

MARANGON, M. **Resistência ao cisalhamento dos solos**. Notas de aula. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2018.

MESRI G. Discussion of “new design procedure for stability of soft clays”. **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 101, n. 4, p. 409-412, 1975. DOI: <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0005026>.

MAYNE, P. W. Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts. **Soils and Foundations**, v. 31, n. 2, p. 65-76, 1991. DOI: https://doi.org/10.3208/sandf1972.31.2_65.

OLIVEIRA, A. T. J. **Uso de um equipamento elétrico de palheta em argilas do Recife**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

OLIVEIRA, J. T. R. **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação – resistência de argilas moles**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/pt/teses-de-doutorado/146-2002/923-joaquim-teodoro-romao-de-oliveira>. Acesso em: 27 jun. 2022.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PARRY, R. H. G.; WROTH, C. P. Shear stress-strain properties of soft clay. **Developments in Geotechnical Engineering**, v. 20, p. 309-304, 1981. DOI: <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-41784-8.50007-1>.

PINTO, C. S. Primeira Conferência Pacheco Silva: Tópicos da contribuição de Pacheco Silva e considerações da resistência não drenada das argilas. **Revista Solos e Rochas**, v. 15, n. 2, p. 49-87, 1992.

RICCIO, M.; BARONI, M.; ALMEIDA, M. S. S. Ground improvement in soft soils in Rio de Janeiro: the case of the Athletes' Park. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 166, n. 6, p. 36-43, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1680/cien.13.00008>.

SANDRONI, S. S. **Da prática à teoria em mecânica dos solos**: caso do quebra-mar de Sergipe. Notas de aula. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2011.

SANDRONI, S. S. Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 13., 2006, Curitiba. **Anais [...]**. Curitiba: [s.n.], 2006.

SCHMERTMANN, J. H. The mechanical aging of soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, n. 9, p. 1288-1330, 1991. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:9\(1288\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1288)).

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **Critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill, 1968.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SHOGAKI, T. An improved method for estimating in-situ undrained shear strength of natural deposits. **Soils and Foundations**, v. 46, n. 2, p. 109-121, 2006. DOI: <https://doi.org/10.3208/sandf.46.109>.

SILVA, F. P. Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., 1970, Guanabara. **Anais [...]**. Guanabara: [s.n.], 1970. v. II, tomo I, p. 219-223.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The sensitivity of clays. **Geotechnique**, v. 3, n. 1, p. 30-53, 1952. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1952.3.1.30>.

SKEMPTON, A. W. Discussion: further data on the *c/p* ratio in normally consolidated clays. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 7, p. 305-307, 1957.

SOUZA, H. G. **Novos avanços com equipamento de palheta *in situ***. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

SRIDHARAN, A.; ABRAHAM, B. M.; JOSE, B. T. Improved technique for estimation of preconsolidation pressure. Technical note. **Geotechnique**, v. 41, n. 2, p. 263-268, 1991. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.2.263>.

SUGUIO, K. **Geologia Sedimentar**. São Paulo: Edgar Blucher, 2003.

TEH, C. I. **An analytical investigation of the cone penetration test**. 1987. Tese de Doutorado. Universidade de Oxford, Oxford, 1987.

TEIXEIRA, C. F. **Análise dos recalques de um aterro sobre solos muito moles da Barra da Tijuca – RJ**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012. DOI: <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.21333>.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2. ed. New York: Wiley, 1967.

WROTH, C. P. The interpretation of in-situ soil tests: Rankine Lecture. **Geotechnique**, v. 34, n. 4, p. 449-489, 1984. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1984.34.4.449>.

WROTH, C. P.; WOOD, D. M. The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 2, p. 137-145, 1978. DOI: <https://doi.org/10.1139/t78-014>.